



Titre: Étude de la fluidisation en amont du lit suite à la rupture d'un
Title: barrage

Auteur: Abdelbacit M. Mokhtari
Author:

Date: 2004

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Mokhtari, A. M. (2004). Étude de la fluidisation en amont du lit suite à la rupture
Citation: d'un barrage [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
<https://publications.polymtl.ca/7194/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/7194/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:**
Advisors:

Programme: Unspecified
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DE LA FLUIDISATION EN AMONT DU LIT SUITE
À LA RUPTURE D'UN BARRAGE

ABDELBACIT M. MOKHTARI
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL,
GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
AVRIL 2004



National Library
of Canada

Bibliothèque nationale
du Canada

Acquisitions and
Bibliographic Services

Acquisitions et
services bibliographiques

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 0-612-91957-9

Our file Notre référence

ISBN: 0-612-91957-9

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this dissertation.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de ce manuscrit.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the dissertation.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

ÉTUDE DE LA FLUIDISATION EN AMONT DU LIT SUITE
À LA RUPTURE D'UN BARRAGE

présenté par: MOKHTARI M. Abdelbacit

en vue de l'obtention du diplôme de: Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de:

M. CHAPUIS Robert P., Ph.D., président

M. KAHAWITA René, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. SILVESTRI Vincent, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. LECLERC Guy, Ph.D., membre

Dédicaces

À mon oncle Brahim, pour tout ce qu'il a fait pour moi depuis ma naissance jusqu'à aujourd'hui. Toute ma réussite a été conditionnée par ta présence et ton aide.

À mes parents, source de mon inspiration et secret de ma joie.

À mes frères, Tariq et Younes, auxquels je souhaite tant de réussites et de bonheurs.

À ma fiancée, Rhizlane, pour toute son aide effective et sa compréhension pendant l'élaboration de ce travail.

Remerciements

Ce travail n'a pu voir le jour sans la direction effective et combien même utile et éclairante du Dr René Kahawita. Je le remercie infiniment pour tous ses conseils et le climat de travail si merveilleux qu'il m'a réservé au sein de son groupe de recherche.

Mes remerciements les plus sincères sont aussi adressés au Dr Vincent Silvestri pour sa supervision du projet depuis ses débuts jusqu'à sa fin. Je remercie également le Dr Robert Chapuis pour toutes ses directives toujours réfléchies et ses encouragements parfois dans des moments très difficiles lors de l'élaboration de ce travail.

Hydro-Québec a eu une grande part dans la faisabilité de ce projet en fournissant les fonds nécessaires pendant toute la durée de la recherche. Je remercie beaucoup cet organisme pour la bourse qu'il m'a accordée.

Enfin je remercie tous les membres de l'administration du département du génie civil, spécialement Manon Latour qui a toujours su me prêter oreille et m'aider à dépasser plusieurs difficultés.

RÉSUMÉ

Le travail récapitulé dans ce mémoire se propose d'étudier le phénomène de fluidisation des fonds des barrages quand ceux-ci se rompent. Pour ce faire, plusieurs étapes ont été prospectées et franchies. La première est sans doute la simulation du problème, par Seep/W, proposée dès les premiers chapitres. Bien qu'elle n'apporte pas en elle même les réponses recherchées et des résultats satisfaisants, elle a été d'une importance capitale et déterminante quant à l'orientation des autres éléments de recherche et a éclairé remarquablement les approches et les sentiers à suivre. C'est ainsi que l'étude des gradients hydrauliques critiques a été immédiatement entamée et ceux-ci ont été examinés dans le but de savoir déjà si le phénomène peut ou non avoir lieu sous de telles conditions. La réponse étant positive, une autre évaluation par Seep/W des pressions interstitielles était menée cette fois-ci suivie par une étude plus théorique et des simulations plus générales pour des fins de comparaison et de résolution de certaines aberrations apparues lors des premières simulations faites avec Seep/W. Il a été en l'occurrence question de faire une étude de fond sur l'aspect théorique adéquat au problème concernant les pressions dans le sol, de dégager les équations et formulations susceptibles de les décrire, de les comparer avec celles utilisées par Seep/W et de les simuler enfin sur quatre types de sol réels dont les caractéristiques géotechniques diffèrent pour faire une étude plus complète et plus comparative. Le choix de ces quatre sols permet

aussi de mieux évaluer les tests et les résultats et de les vérifier avec ce qui est prévisible et cohérent. C'est en effet ce qui a été fait lors d'un chapitre où les résultats sur les pressions ont été présentés.

Ces études ont été soldées par la discrétisation de ces équations et l'élaboration d'un code permettant le calcul des pressions dans le sol lors de la vidange du réservoir. Il est écrit en Fortran et ses entrées tiennent bien entendu compte de tous les facteurs géotechniques en jeu des sols choisis pour la simulation.

Dès que la question des pressions a été traitée, la fluidisation, qui repose largement sur leurs changements, a été abordée dans un chapitre qui lui a été exclusivement consacré. Il s'agit en effet d'étudier une façon toute originale qui l'interprète et diffère substantiellement de tout ce qui a été avancé jusqu'à présent sur le sujet. Si, à titre d'exemple, l'augmentation des pressions dans le sol a souvent été invoquée comme cause pour expliquer le déclenchement de la liquéfaction, ce nouveau critère l'explique au contraire par une baisse des pressions leur augmentation n'étant qu'une conséquence du chargement de l'eau par le matériel suspendu. Au terme de ce chapitre, un critère qui détermine si la fluidisation a lieu a été formulé, programmé et annexé avec le premier code. Le tout a été testé sur des digues, dont les assises sont constituées par les quatre sols, qui vont se rompre instantanément. Il va sans dire que ces conditions se présentent comme extrêmes car une digue ne se rompt presque jamais instantanément et à la fois, mais plutôt graduellement et sur un temps

raisonnable. Par conséquent, il est logique de supposer que les résultats sont sécuritaires et décrivent le pire de ce qui peut arriver sur le terrain.

Il est à noter que bien que parfois les sols paraissent d'une perméabilité très faible, ils sont toujours supposés dépourvus de toute cohésion et sont considérés comme parfaitement meubles.

Il faut dire aussi que les conditions hydrauliques imposées pour interpréter le bris des digues sont tirées d'une théorie très simpliste par rapport à ce qui devrait régner réellement. Cependant, le code élaboré est parfaitement apte à se coupler avec d'autres formulations de ces conditions qui seront cette fois-ci plus réalistes et plus représentatives.

ABSTRACT

The main purpose of this work is to study the phenomenon of bed fluidization that occurs immediately upstream of a dam that fails catastrophically. The principal cause of this surface re-suspension is due to the rapid lowering of water surface elevation which is transmitted to the soil surface. In order to acquire a detailed comprehension of this phenomenon, several aspects related to the geotechnical behavior of the soil were examined. The first step was to attempt the simulation of the whole problem using the commercially available software known as Seep/W. The results of this simulation, essentially provided guidance towards the second phase of this research by providing some important indications on hydraulic gradients that occur inside the soil itself. These results are presented in the first chapter. In particular, they indicated that fluidization of the bed under conditions of rapid drawdown of the water surface can occur because soil gradients may reach critical values. The second step consisted in a series of simulations (again with Seep/W) but this time with particular attention being focused on the time varying soil pressures. During the third phase, a theoretical analysis of the soil pressures was developed. Since the governing equations were intractable to analytical solutions, numerical methods were used. Solutions were obtained for a range of soil parameters, using explicit and implicit finite difference methods. Results were compared with those obtained with Seep/W and corrected formulations were retained to be simulated on four different soils.

The soils used, which are typical of those found in the field, were chosen according to their geotechnical characteristics.

Once a comprehensive study of the pressures was completed, the fluidization phenomenon which is significantly dependant on their temporal evolution, has been investigated and reported in a separate chapter. The final theory retains some basic principles of an original interpretation but is augmented with a new interpretation that differs substantially from all the older ones. For example, the phenomenon of fluidization is explained in earlier theories as being due to a gradual buildup of surrounding pore pressure. In contrast, the criterion presented here predicts spontaneous, rather than incremental fluidization because of lowering of pressure. Once fluidization occurs, solid particles become suspended within the pore fluid, a buildup in the pore pressure may follow. At this stage the pore water will have to support the submerged particles, resulting in an increase in the pore pressure. In other words, we argue here that the buildup in pore pressure is a result, not a cause, of the observed fluidization process.

This criterion is formulated in a computer program written in Fortran and annexed to the first one, that resolves the pressure evolution. This program has been tested on the four soils supposing an instantaneous dambreak. These conditions are extremes because a dambreak (except for some rare cases) is never instantaneous since in general, the dike will go through a progressive failure. The results presented here may therefore be considered as being conservative.

Note that even in the case of clay and silt, cohesion is not taken into consideration.

The final code is ready to be coupled to a program that computes the hydraulics of a river-reservoir system, which would provide solutions to “real world” problems.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACES	iv
REMERCIEMENTS	v
RÉSUMÉ	vi
ABSTRACT	ix
TABLE DES MATIÈRES	xii
LISTE DES FIGURES	xvi
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	xx
LISTE DES ANNEXES.....	xxi
AVANT PROPOS	xxii
INTRODUCTION	1
CHAPITRE II: SIMULATION D'UNE RUPTURE DE BARRAGE PAR	
SEEP/W ET JUSTIFICATION DE L'APPROCHE CHOISIE	4
2-1 Introduction.....	4
2-2 Entrées du modèle et caractéristiques des sols étudiés	5
2-2-1 Modèle conceptuel	5
2-2-2 Caractéristiques des sols étudiés	6
2-2-3 Entrées des données (Input data)	8
2-3 Simulations et résultats	11

2-3-1	Gradient critique de la boullance	11
2-3-2	Résultats du régime permanent	11
2-3-3	Résultats du régime transitoire et discussions	17

CHAPITRE III: ÉTUDE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE LORS DU PHÉNOMÈNE DE FLUIDISATION 28

3-1	Introduction	28
3-2	Revue générale de la littérature et élaboration de l'équation utilisée.	29
3-2-1	Revue de la littérature	29
3-2-2	Élaboration de l'équation utilisée	30
3-3	Discretisation et résolution de l'équation	35

CHAPITRE IV: SOLUTIONS DE L'EQUATION DES PRESSIONS INTERSTITIELLES LORS D'UN DECHARGEMENT

UNIDIMENSIONNEL: RESULTATS, COMPARAISONS ET COMMENTAIRES 39

4-1	Introduction	39
4-2	Solutions des pressions par Seep/W	40
4-2-1	Modèle conceptuel et conditions aux limites	40
4-2-2	Résultats de la simulation par Seep/W	42
4-2-3	Commentaires et discussions.....	46
4-3	Equation de Rahal : Solution et discussion	50
4-3-1	Résultats de l'équation de Rahal	50

4-3-2	Discussion et commentaires	54
CHAPITRE V: ÉTUDE DE LA FLUIDISATION ET DU CHANGEMENT DE		
LA BATHYMETRIE LORS D'UN BRIS DE BARRAGE		56
5-1	Introduction	56
5-2	Revue de la littérature et critère de Foda pour la fluidization.....	57
5-2-1	Revue de la littérature	57
5-2-2	Critère de Foda pour la fluidisation	59
5-3	Simulations, résultats et discussions sur la fluidisation	65
5-3-1	Simulations et résultats	65
5-3-2	Remarques et discussions.....	68
CONCLUSIONS.....		70
BIBLIOGRAPHIE		73
ANNEXES		77

LISTE DES FIGURES

Figure II.1 : Lit du barrage modélisé par Seep/W.....	6
Figure II.2 : Solution de Ritter : Évolution de la surface libre d'eau en fonction du temps.....	10
Figure II.3 : Résultats du régime permanent pour le sol 1 par Seep/W : Pressions hydrostatiques.....	13
Figure II.4 : Résultats du régime permanent pour le sol 1 par Seep/W : Gradients hydrauliques.....	13
Figure II.5 : Résultats du régime permanent pour le sol 2 par Seep/W : Pressions hydrostatiques.....	14
Figure II.6 : Résultats du régime permanent pour le sol 2 par Seep/W : Gradients hydrauliques.....	14
Figure II.7 : Résultats du régime permanent pour le sol 3 par Seep/W : Pressions hydrostatiques.....	15
Figure II.8 : Résultats du régime permanent pour le sol 3 par Seep/W : Gradients hydrauliques.....	15
Figure II.9 : Résultats du régime permanent pour le sol 4 par Seep/W : Pressions hydrostatiques.....	16
Figure II.10 : Résultats du régime permanent pour le sol 4 par Seep/W : Gradients hydrauliques.....	16

Figure II.11 : Gradients hydrauliques à la section 1 pour le sol 1 lors de la rupture du barrage.	19
Figure II.12 : Gradients hydrauliques à la section 2 pour le sol 1 lors de la rupture du barrage.	20
Figure II.13 : Gradients hydrauliques à la section 3 pour le sol 1 lors de la rupture du barrage.	20
Figure II.14 : Gradients hydrauliques à la section 4 pour le sol 1 lors de la rupture du barrage.	21
Figure II.15 : Gradients hydrauliques à la section 1 pour le sol 2 lors de la rupture du barrage.	21
Figure II.16 : Gradients hydrauliques à la section 2 pour le sol 2 lors de la rupture du barrage.	22
Figure II.17 : Gradients hydrauliques à la section 3 pour le sol 2 lors de la rupture du barrage.	22
Figure II.18 : Gradients hydrauliques à la section 4 pour le sol 2 lors de la rupture du barrage.	23
Figure II.19 : Gradients hydrauliques à la section 1 pour le sol 3 lors de la rupture du barrage.	23
Figure II.20 : Gradients hydrauliques à la section 2 pour le sol 3 lors de la rupture du barrage.	24
Figure II.21 : Gradients hydrauliques à la section 3 pour le sol 3 lors de la rupture du barrage.	24

Figure II.22 : Gradients hydrauliques à la section 4 pour le sol 3 lors de la rupture du barrage.	25
Figure II.23 : Gradients hydrauliques à la section 1 pour le sol 4 lors de la rupture du barrage.	25
Figure II.24 : Gradients hydrauliques à la section 2 pour le sol 4 lors de la rupture du barrage.....	26
Figure II.25 : Gradients hydrauliques à la section 3 pour le sol 4 lors de la rupture du barrage.....	26
Figure II.26 : Gradients hydrauliques à la section 4 pour le sol 4 lors de la rupture du barrage.....	27
Figure III.1 : Croquis d'un élément cubique de sol.....	31
Figure IV.1 : Modèle axisymétrique résolu par Seep/W pour les quatre sols.....	41
Figure IV.2 : Résultats en régime permanent et axisymétrique des pressions hydrostatiques pour les quatre sols.....	42
Figure IV.3 : Simulation Seep : Sols 1 et 2; Déchargement = 1m/s.....	43
Figure IV.4 : Simulation Seep : Sols 3 et 4; Déchargement = 1m/.....	44
Figure IV.5 : Simulation Seep : Sols 1 et 2 ; Déchargement = 2m/s.....	44
Figure IV.6 : Simulation Seep : Sols 3 et 4 : Déchargement = 2m/s.....	45
Figure IV.7 : Simulation Seep : Sols 1 et 2; Déchargement = 4m/s.....	45
Figure IV.8 : Simulation Seep : Sols 3 et 4; Déchargement = 4m/s.....	46
Figure IV.9 : Changement des pressions interstitielles : Sols 1 et 2; Déchargement = 1m/s.....	51

Figure IV.10 : Changement des pressions interstitielles : Sols 3 et 4;	
Déchargement = 1m/s.....	51
Figure IV.11 : Changement des pressions en fonction du temps :	
Sols 1 et 2; Déchargement = 2m/s.....	52
Figure IV.12 : Changement des pressions en fonction du temps : Sols 3 et 4;	
Déchargement = 2m/s.....	52
Figure IV.13 : Changement des pressions interstitielles : Sols 1 et 2 ;	
Déchargement = 4m/s.....	53
Figure IV.14 : Changement des pressions interstitielles : Sols 3 et 4 :	
Déchargement :4m/s.....	53
Figure V.1 : Érosion du sol 1.....	66
Figure V.2 : Érosion du sol 2.	66
Figure V.3 : Érosion du sol 3.	67
Figure V.4 : Érosion du sol 4.	67
Figure V.5 : Évolution de la surface d'une colonne du sol 1 suite	
à une chute d'eau de 3m/s.	68

LISTE DES SYMBOLES

C_v et C_{vg} : Coefficients de consolidation des sols (m^2/s).

e : Indice des vides.

E : Module de Young d'élasticité du sol (N/m^2).

h : Charge hydraulique totale (m).

k : Perméabilité ou coefficient de conductivité (m/s).

k_x, k_y : Composantes selon x et y de la conductivité hydraulique (m/s).

m_v : Coefficient de compressibilité du squelette solide (Pa^{-1})

m_w : Pente caractéristique du sol qui représente le changement du volume d'eau retenu dans le sol en réponse au changement des pressions interstitielles (Pa^{-1}).

n : Porosité.

p : Fluctuation de la pression interstitielle par rapport à la pression hydrostatique (Pa).

Q : Flux imposé dans les conditions aux limites (m/s).

q_x : Composante du vecteur vitesse (au sens de Darcy) selon l'axe des x (m/s).

u : Pression interstitielle dans le sol (Pa).

v : Vitesse verticale de l'eau dans les pores (m/s).

V : Volume total (m^3).

V_w : Volume d'eau (m^3).

w : Vitesse verticale du squelette solide (m/s).

γ' et γ_w : Poids volumiques du sol déjaugé et de l'eau (N/m^3).

ε_v : Déformation volumique de la matrice du sol.

ε_d : Déplacement dynamique du sol.

ε_s : Déplacement statique du sol.

β : Coefficient de compressibilité de l'eau (N/m^2).

σ : Contrainte totale dans le sol (N/m^2).

σ_z : Contrainte effective dans le sol (N/m^2).

$\theta = V_w/V$ est la teneur en eau volumique.

ρ_s : Masse volumique des grains solides (Kg/m^3).

ρ_w : Masse volumique de l'eau (Kg/m^3).

LISTE DES ANNEXES

Annexe I:	Courbes de perméabilité et teneurs en eau volumiques en fonction des pressions interstitielles des quatre sols utilisés.....	77
Annexe II:	Code du programme en Fortran pour la résolution des pressions interstitielles et le critère de Foda.....	82

Introduction

Le présent mémoire se veut une récapitulation et une description de recherches, de simulations et de certains résultats concernant un phénomène hydrogéologique connu chez les hydrauliciens, tout récemment par fluidisation, et chez les géotechniciens par liquéfaction ou encore boulangerie. Si pour ces derniers, ce phénomène a été depuis longtemps étudié, simulé et même cerné dans certains cas, il vient tout juste d'acquiescer une attention particulière et un intérêt grandissant pour les premiers.

Quoi qu'il en soit pour les uns ou les autres, la fluidisation est cet état de sol dans lequel les forces de contact entre ses particules sont réduites à zéro. Du coup, le sol n'a plus de résistance au cisaillement et se comporte exactement comme un liquide ou fluide, d'où d'ailleurs la terminologie.

Il y a plusieurs circonstances et conditions, dans la nature comme dans l'industrie, qui sont susceptibles de régir la liquéfaction. En effet, les tremblements de terres, l'effet des vagues sur les sol d'assises et les fonds marins, les glissements de terrains et bien d'autres cas de boulangerie ont souvent fait l'objet d'étude de plusieurs chercheurs en géotechnique. Par ailleurs, en hydraulique, les chercheurs et ingénieurs commencent à s'y intéresser surtout dans le cadre de la sécurité des barrages en général et à l'estimation des quantités de sol transportées lors des bris des digues en particulier. En effet, la fluidisation peut avoir lieu dans certaines ruptures de barrages, notamment celles

qui sont brusques et instantanées. Plusieurs constats sur les sites même de ces catastrophes et plusieurs expériences, en l'occurrence celle de Foda et al (1997) et celle de Capart et Young (1998) attestent que ce phénomène peut bien avoir eu lieu. La présente étude, en se basant sur plusieurs travaux antérieurs et auteurs notamment les deux cités plus haut et sur celle de Mitchell (1993), propose une approche théorique pour élucider cette question et une interprétation, bien que originale, justifiant la démarche et méritant l'intérêt.

Puisque l'atteinte des valeurs critiques par les gradients hydrauliques a toujours été un argument plausible pour justifier la boulangerie, surtout en régime permanent, une simulation du bris de barrage a été produite par Seep en premier chapitre. Elle sert donc d'une part à suivre l'évolution de ces gradients et d'autre part à effectuer des comparaisons avec des résultats ultérieurs.

Un autre chapitre se consacrera à l'étude des changements de pressions interstitielles dans le sol suite à l'onde de submersion résultante. En effet, les pressions d'eau représentent un facteur clé et déterminant dans cette étude puisque presque tout y est rapporté. L'interprétation retenue dans ce chapitre est celle de Vuez et Rahal (1998).

Finalement, la fluidisation en tant que telle sera explorée et examinée en dernier lieu et un critère contrôlant son déclenchement sera établi, simulé et testé sur quatre types de sol. La base théorique sur laquelle se base ce chapitre est inspirée en grande partie des derniers travaux en la matière de Foda et al. (1997).

Reste à souligner que les sols concernés par toute cette étude, bien qu'il s'agisse parfois de silt argileux, sont dépourvus de cohésion et sont donc considérés comme meubles puisque les effets de cohésion n'ont pas été tenus en compte.

Chapitre II

SIMULATION D'UNE RUPTURE DE BARRAGE PAR SEEP/W ET JUSTIFICATION DE L'APPROCHE CHOISIE

2-1 Introduction

Ce chapitre constitue la première étape d'une série de simulations engagées dans le but de comprendre ce qui se passe au niveau du lit du fleuve dans un barrage, lorsque celui-ci se rompt. Ainsi il sera question de modéliser la rupture instantanée d'une digue ponctuelle retenant un réservoir d'eau et d'analyser le comportement hydraulique souterrain qui en découlera dans le sol d'assise. Les simulations, et pour plusieurs raisons, restent assez loin de présenter le cas réel d'une rupture de barrage car Seep/W n'a pas été conçu pour résoudre ce genre de problèmes. Néanmoins, les résultats sont intéressants dans le sens où ils indiquent la logique à suivre et aident à développer un concept et à se focaliser sur une piste qui sera cette fois-ci représentative du phénomène. Autrement dit, le travail élaboré dans ce chapitre doit être considéré beaucoup plus comme un éclaircisseur et une justification d'approche plutôt qu'un résultat et une finalité en soi. Par ailleurs certaines données relatives aux sols étudiés et à l'onde de submersion, résultante de la rupture du barrage, sont conservées et restent valables pour toutes les autres simulations à venir dans les autres chapitres.

Rappelons que Seep/W est un logiciel de Geo-Slope International Ltd. qui résout principalement les problèmes d'hydrogéologie et d'écoulement dans les nappes souterraines d'eau ou les digues des barrages en terre. La résolution est faite en 2D et la discretisation des équations gouvernantes ainsi que leur solution se font selon le schéma des éléments finis.

2-2 Entrées du modèle et caractéristiques des sols étudiés

2-2-1 Modèle conceptuel

Il sera question d'un barrage sur un lit parfaitement horizontal et dont la digue retient un réservoir de 25 m par rapport à la surface du sol. Cette digue est pratiquement ponctuelle puisque représentée par un bloc de 10 m d'épaisseur qui se prolonge jusqu'au fond par une couche argileuse très imperméable qui assure l'étanchéité. Cet écran est constitué d'un sol argileux dont la perméabilité est de $8.4 \cdot 10^{-9}$ m/s (voir annexe 1). Le lit étudié s'étend sur une longueur de 308m à l'amont et 180m à l'aval, pour une longueur totale de 488m et une épaisseur de 60m. Bien que cela soit impossible en réalité à cause notamment des suintements, le côté aval est maintenu à sec afin de satisfaire une des conditions de la solution théorique de l'onde de submersion.

La discrétisation de ce domaine étudié a été faite en fonction des prévisions et de l'importance des changements qui auront lieu lors de la rupture, c'est à dire les contrastes des résultats. Puisque le phénomène de soulèvement du fond concerne surtout la couche supérieure, celle-ci, dont l'épaisseur est de 10m, a

été discrétisée selon un pas de 1m alors que le reste a un pas de 5m. Quant à la discrétisation horizontale, le pas aux alentours de la digue, région de forts changements, est de 1m, il devient 2m à partir de 20m pour atteindre 14m à partir de 56m.

La figure II.1 suivante illustre bien ce qui a été dit et représente le modèle schématisé Seep/W.

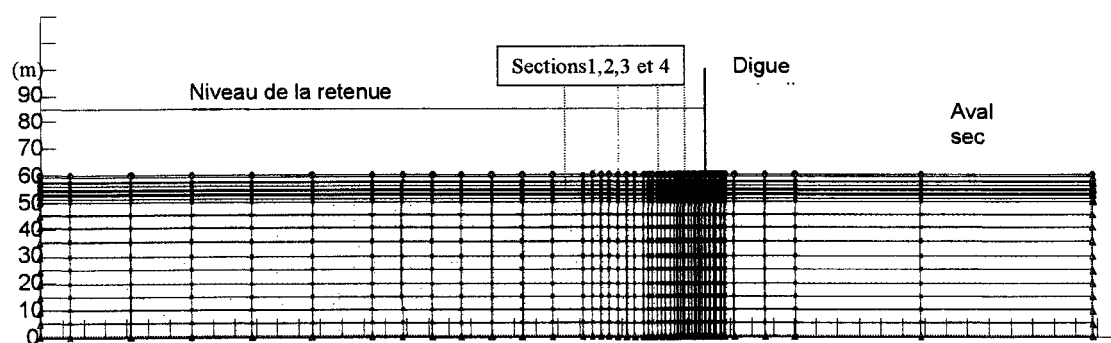


Figure II.1 : Lit du barrage modélisé par Seep/W

2-2-2 Caractéristiques des sols étudiés

Les sols étudiés ont été choisis en fonction de certains coefficients dont les plus importants sont la perméabilité, la variation de la teneur en eau volumique en fonction des pressions interstitielles et le coefficient de compressibilité. Les sols sont donc typiques et les données qui y sont relatives sont fournies grâce aux tests de laboratoires effectués par quelques auteurs.

En effet, les données du sol 1, un sable uniforme, sont données par Swanson (1991). Pour le sol 2, un sable, les données sont fournies par Ho (1979). Quant à

celles du sol 3 et 4, respectivement un sable fin et un silt argileux avec résidus miniers, elles sont données par Bruch (1993) et Gonzalez et Adams (1980).

Ces sols ont été sélectionnés ainsi car ils constituent entre autres des références standards pour Geo-Slope International Ltd.

Le tableau suivant résume ces données.

	Nom	n	k (m/s)	m_v (Pa ⁻¹)	C_v (m ² /s)	C_{vg} (m ² /s)
sol1	sable uniforme	0.4	1.00E-04	1.00E-08	1.00E+00	1.02E+00
sol2	sable	0.35	5.40E-05	1.00E-08	5.42E-01	5.51E-01
sol3	sable fin	0.32	4.30E-06	1.00E-08	4.32E-02	4.39E-02
sol4	silt	0.34	5.80E-08	1.00E-07	5.91E-05	5.92E-05

Données relatives aux quatre sols utilisés.

où n est la porosité, k est la perméabilité ou le coefficient de conductivité et m_v est le coefficient de compressibilité du squelette solide.

C_v et C_{vg} les coefficients de consolidations définis et explicités dans le chapitre suivant.

Le coefficient m_v , qui se confond en cas de saturation avec la pente de la courbe pression - teneur en eau, varie et dépend des pressions appliquées. Cependant pour faciliter les calculs ultérieurement, une moyenne a été prise en tenant évidemment compte des plages de pressions qui vont régner lors des simulations. Ces courbes, ainsi que celles des coefficients des perméabilités sont rapportées en annexe I.

2-2-3 Entrées des données (Input data)

1) Conditions initiales

Pour démarrer les simulations, des conditions initiales et aux frontières doivent être spécifiées. Ainsi, le régime permanent décrivant le barrage avec sa retenue de 25m en amont est pris comme condition initiale à la simulation. Donc, outre tous les autres nœuds extérieurs où le flux nul est imposé, une charge de 85m d'eau est imposée à tous les nœuds de la surface du lit en amont selon le repère du modèle. Par contre, les nœuds à l'aval, et d'une manière très artificielle et contraignante qui est en opposition avec le constat naturel, sont maintenus à une charge de 60m juste pour assurer la saturation de tout le lit. Cette disposition est prise pour des raisons hydrauliques expliquées plus bas.

2) Conditions aux frontières

Lors de la simulation des ruptures des digues, c'est à dire une fois le régime transitoire lancé, les conditions aux frontières se présentent comme suit :

- Aux deux extrémités du lit de part et d'autre de la digue, un flux nul est imposé aux parois verticales. Bien que ce soit assez loin de la zone importante pour l'étude, ces conditions traduisent le fait qu'il n'y a pas à travers ces parois d'échange entre tout le domaine étudié et l'extérieur.
- Le lit est supposé être sur un substrat rocheux imperméable, ce qui exige aussi une condition aux frontières à la base du même type que la précédente.
- Reste la surface supérieure du lit où la solution hydraulique décrivant le phénomène règne. Dans chaque nœud de la surface est imposée une

fonction de la charge hydraulique au cours du temps émanant de la solution.

Celle-ci, qui est théorique, a été présentée par Ritter (1892) comme suit :

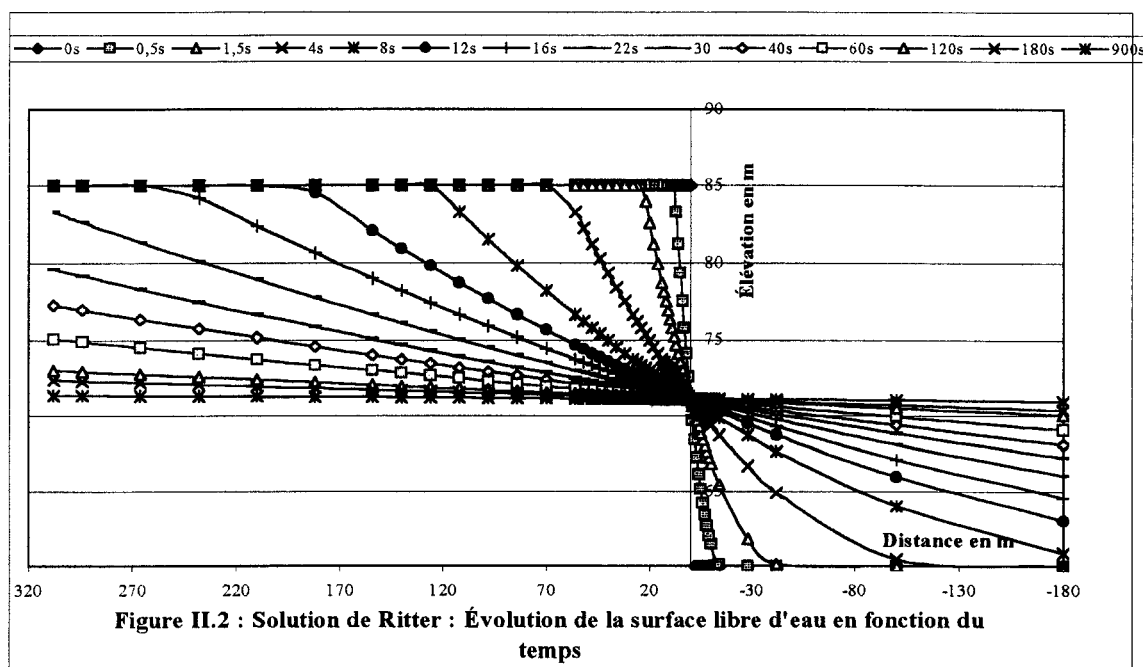
$$y(x, t) = \frac{1}{9g} \left(\frac{x}{t} + 2\sqrt{gy_0} \right)^2 \quad (2.1)$$

où y est l'élévation de l'eau à partir de la surface du sol en fonction de la distance et du temps et y_0 est l'élévation initiale à savoir 25m dans ce cas

Dans les nœuds de la surface extérieure supérieure du sol, il sera imposé donc, une charge hydraulique de : $h(x, t) = 60 + y(x, t)$

Il faut signaler que cette solution théorique suppose que la rupture de la digue est instantanée, ce qui signifie le cas le plus extrême en pratique, que la surface du lit est parfaitement lisse, autrement dit qu'il n'y a pas de contraintes de cisaillement, et que le côté aval est initialement sec, ce qui a obligé d'imposer les conditions initiales et aux frontières précédentes

La figure II.2 montre bien l'évolution de la surface libre de l'eau en fonction du temps et de la distance qui découle de la solution de Ritter (1892) dans les premières minutes de la simulation.



2-3 Simulations et résultats

2-3-1 Gradient critique de la boullance

En géotechnique, un sol est en boullance lorsque les particules solides de celui-ci se mettent en suspension à cause d'un écoulement ascendant.

Dans ce chapitre, une attention particulière est prêtée aux gradients hydrauliques générés lors du bris de barrage. En effet, le gradient provoquera la boullance quand il atteindra une valeur critique i_c . Celle-ci, en régime permanent et dans le cas des sols non cohésifs, est égale à γ'/γ_w où γ' et γ_w sont respectivement les poids volumiques du sol déjaugé et de l'eau. Cette valeur varie habituellement de 0.7 à 0.9 dépendemment des caractéristiques du sol. Alors, si les gradients générés en régime transitoire sont beaucoup plus importants que ces valeurs, il

sera légitime de suspecter que la fluidisation peut avoir lieu et qu'elle alimente en grande partie les quantités des sédiments transportés.

2-3-2 Résultats du régime permanent

Les figures II.3 à II.10 montrent les résultats du régime permanent pour les quatre cas. Pour tous les sols, les résultats en régime permanent ont même allure sauf pour le quatrième sol où les équipotentiels en amont se raccordent avec celles de l'aval à proximité de la digue. Ceci est expliqué par le contraste de perméabilité entre le sol et l'écran argileux qui sert de fondation au barrage. Ce contraste est beaucoup plus faible que dans les autres cas puisque le rapport entre les deux perméabilités n'est que de 0.144. Les gradients dans ce cas sont plus importants (peut atteindre 0.2 comme montré dans la figure II.10) que les autres ce qui atteste l'existence d'un écoulement qui tend à équilibrer les charges de part et d'autre de la digue. Quant aux autres cas, les gradients sont presque nuls et augmentent au fur et à mesure à l'approche de la digue et de la surface ce qui est tout à fait normal puisque c'est dans cette zone que les grandes différences des conditions aux limites sont imposées.

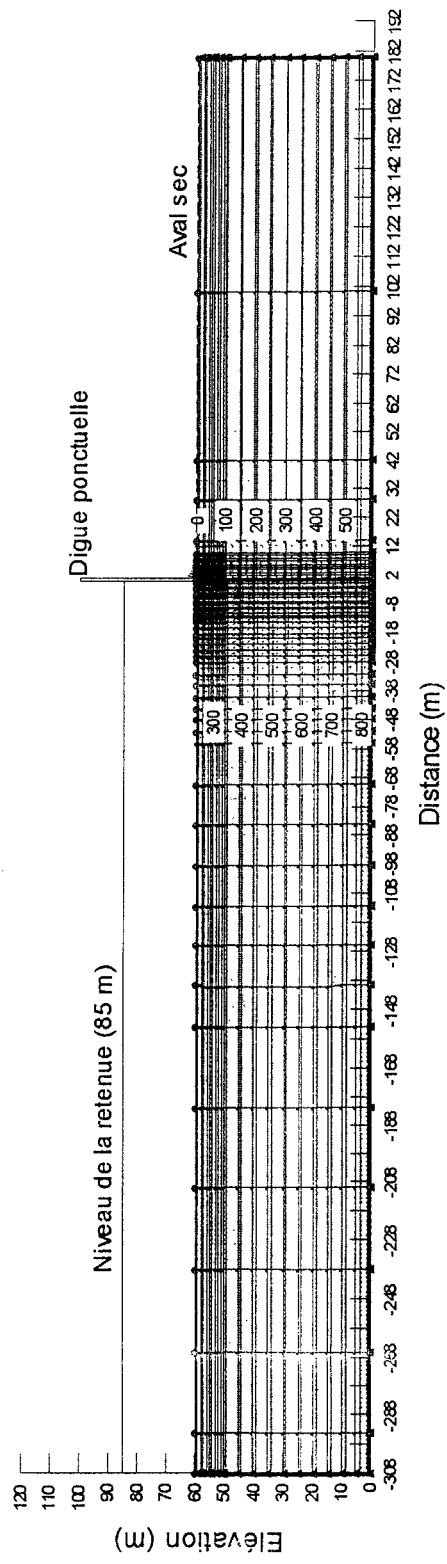


Figure II.3 : Résultats du régime permanent pour le sol 1 par Seep/W : Pressions hydrostatiques

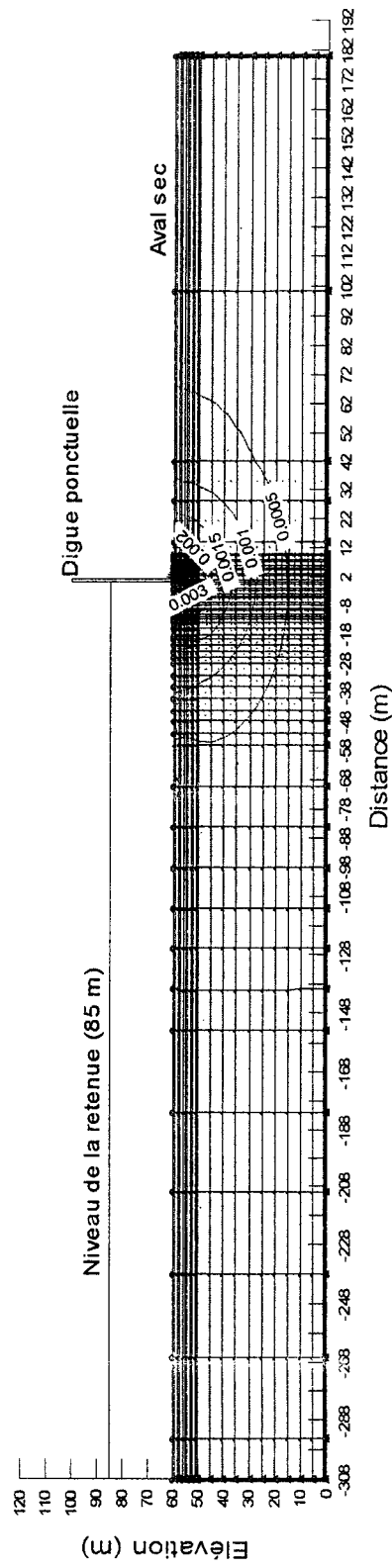


Figure II.4 : Résultats du régime permanent pour le sol 1 par Seep/W : Gradients Hydrauliques.

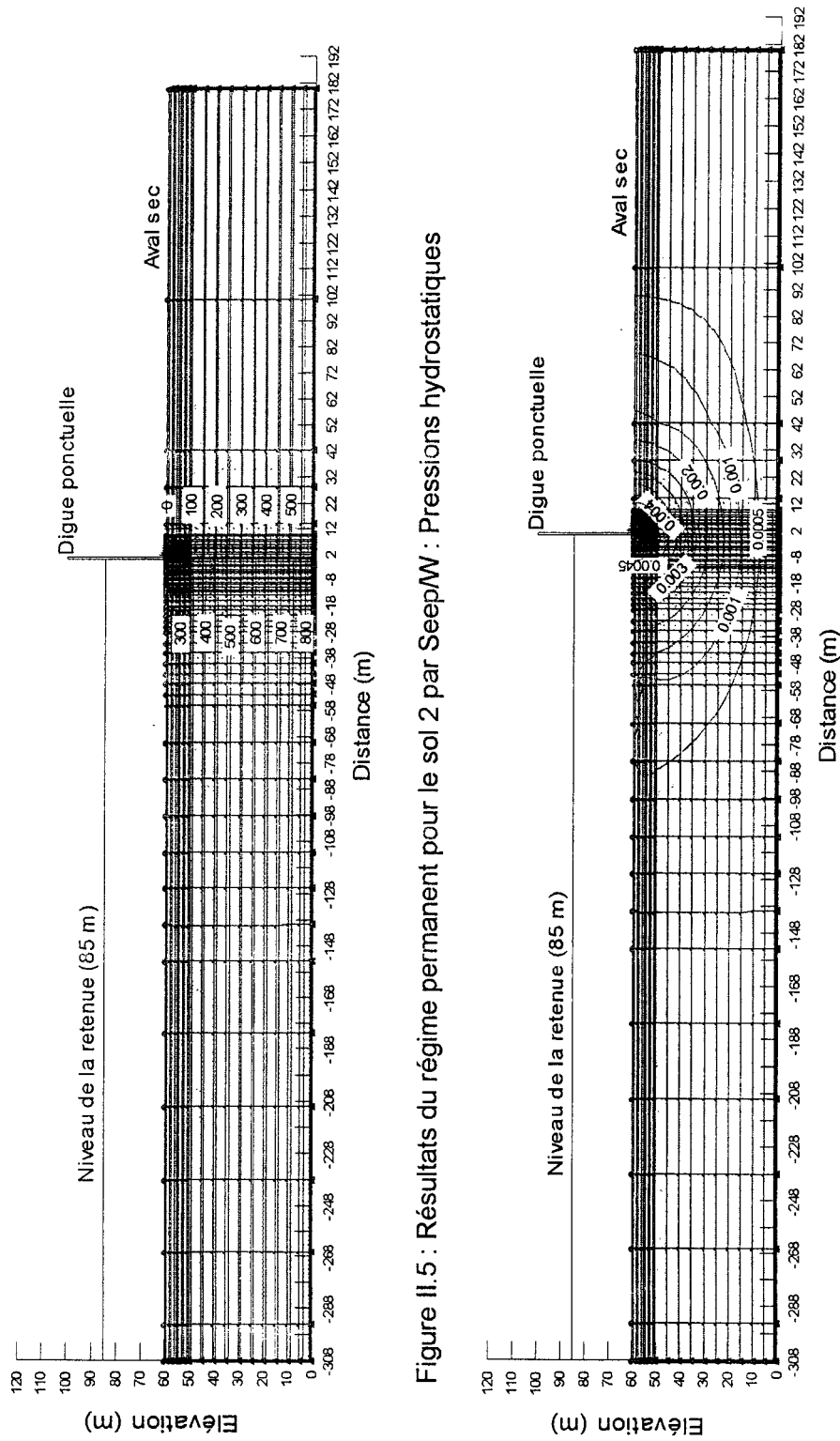


Figure II.5 : Résultats du régime permanent pour le sol 2 par Seep/W : Pressions hydrostatiques

Figure II.6 : Résultats du régime permanent pour le sol 2 par Seep/W : Gradients Hydrauliques

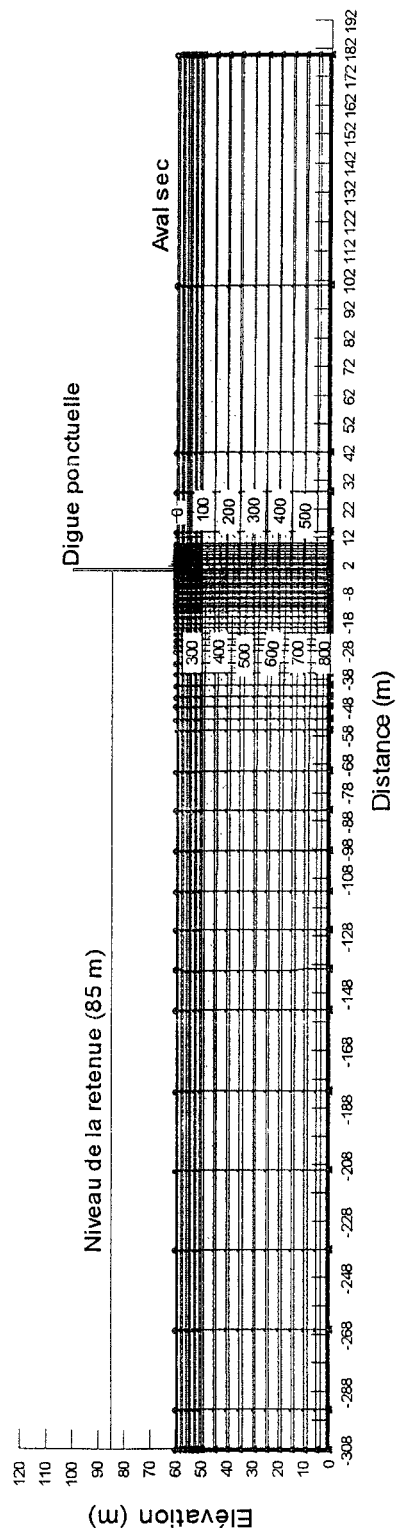


Figure II.7 : Résultats du régime permanent pour le sol 3 par Seep/W : Pressions hydrostatiques

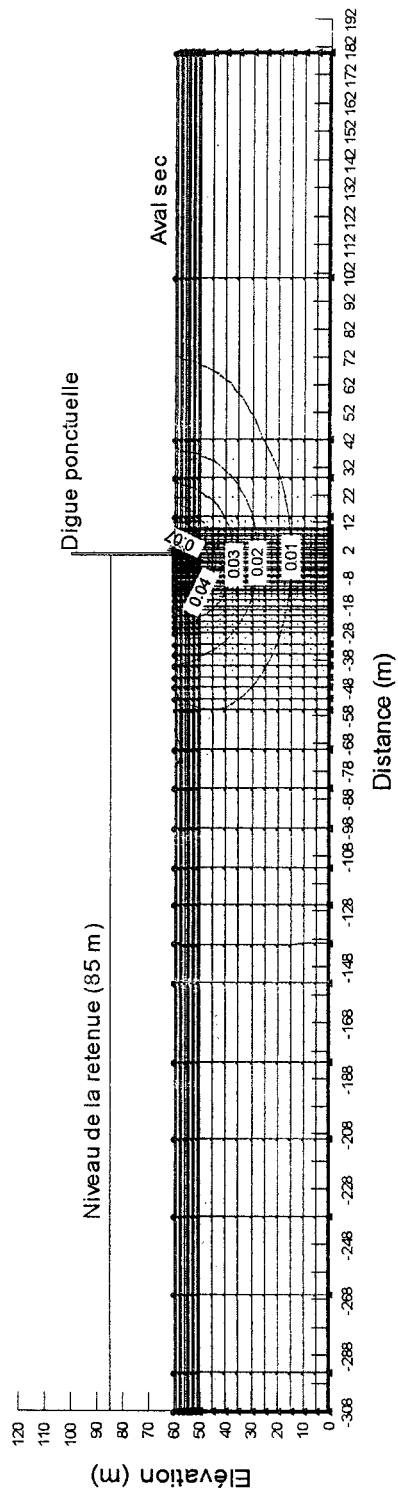


Figure II.8 : Résultats du régime permanent pour le sol 3 par Seep/W : Gradients Hydrauliques

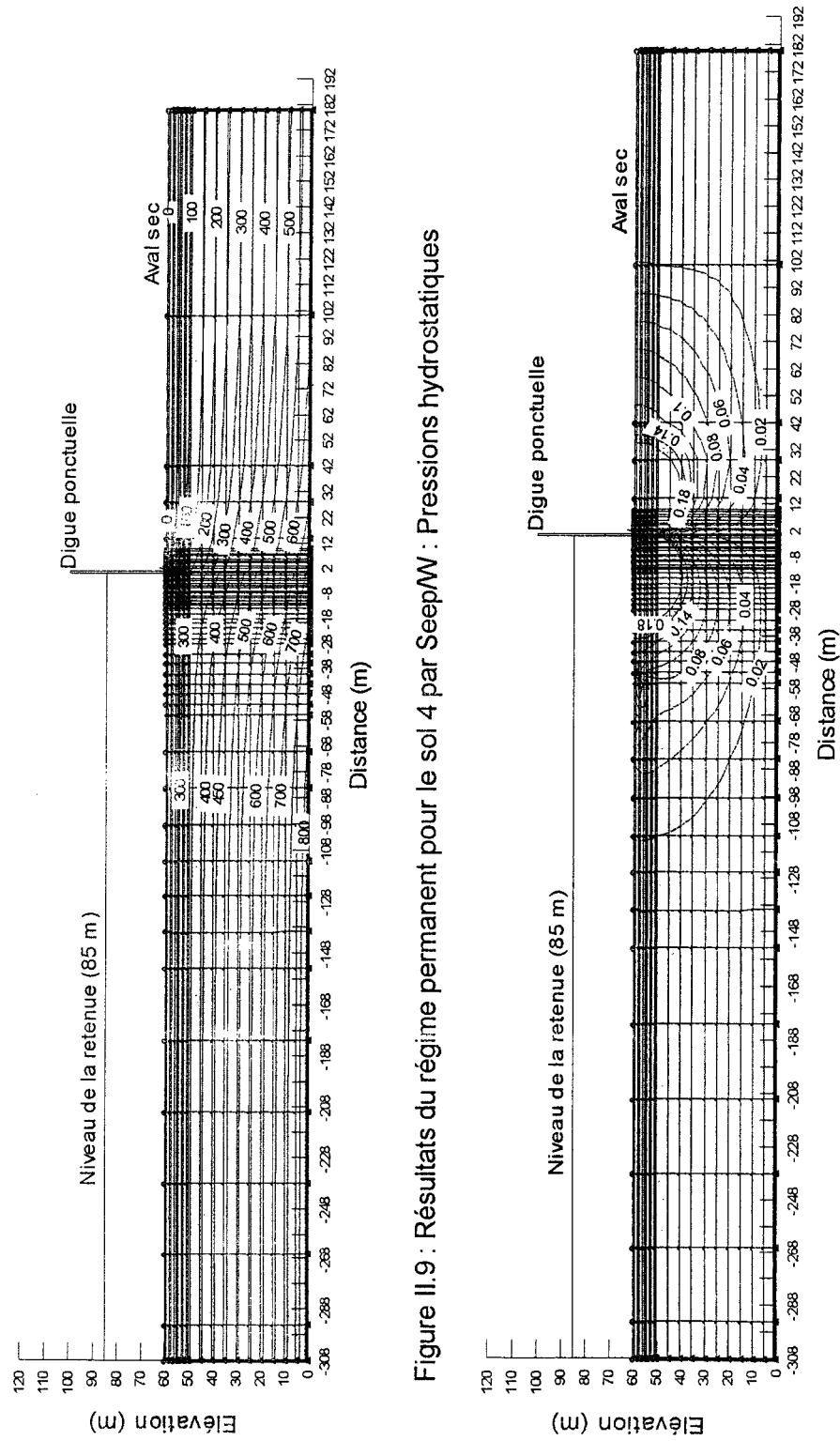


Figure 11.9 : Résultats du régime permanent pour le sol 4 par SeepW : Pressions hydrostatiques

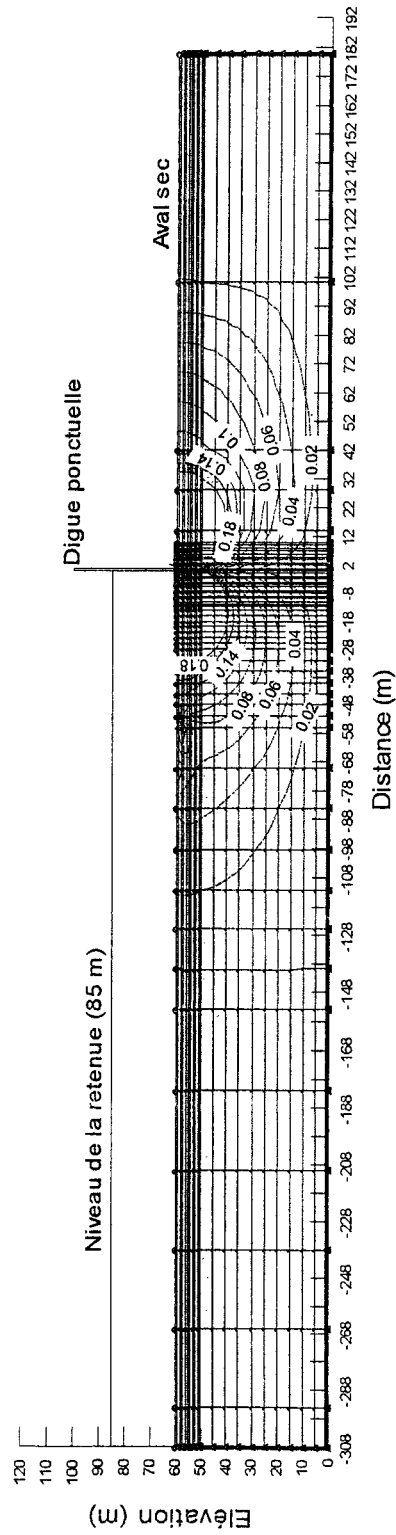


Figure II.10 : Résultats du régime permanent pour le sol 4 par Seep/W : Gradients Hydrauliques

2-3-3 Résultats du régime transitoire et discussions

Lorsque le régime transitoire a été déclenché, les gradients hydrauliques résultants ont été suivis dans les dix premiers mètres à partir de la surface pour quatre sections à savoir celles qui sont à 5, 14, 40 et 98m de la digue du côté amont. C'est dans cette région que les chutes d'eau sont impressionnantes comme le montre la solution de Ritter (voir figure II.2, P.10). Les figures II.11 à II.26 montrent ces gradients pour les quatre sols.

Tout d'abord, les constats qui sont valables pour tous les sols et semblent assez logiques et prévisibles sont les suivants :

- Les gradients atteignent toujours des valeurs élevées qui varient entre 7 pour le sol 1 et 16.5 pour le sol 4. Ces valeurs justifient le soulèvement probable du fond et incitent à étudier le phénomène de fluidisation en profondeur.
- Ces valeurs sont plus importantes à la surface et diminuent au fur et à mesure que la profondeur augmente et que le temps passe après le pic. Ce qui semble logique puisque la surface est beaucoup plus sollicitée et atteinte par l'onde de submersion..
- Les pics sont plus importants, brefs et instantanés à la première section c'est à dire juste à côté de la digue et diminuent respectivement aux sections 2,3 et 4 c'est à dire quand on s'éloigne de la digue. Ceci s'explique par le fait que la chute de la surface libre de l'eau est très marquée à la digue et qu'elle diminue quand on s'en éloigne.

- Généralement, après les pics, tous les gradients diminuent selon des lignes droites.

Ensuite, viendront quelques remarques qui sont cette fois-ci bien incompatibles avec les prévisions et pour le moins nécessitent d'autres examens et explications :

- Tout d'abord, les gradients, et dans toutes les sections sont respectivement plus accentués dans les sols 4, ensuite sol 3, puis sol 1 et enfin le sol 2. Si pour les deux premiers, le classement est justifié, il ne l'est pas pour les deux derniers. En effet si les sols 1 et 2 ont les mêmes coefficients de compressibilité, le sol 1 est plus perméable que le sol 2, pourtant les gradients sont légèrement supérieurs dans le sol 1 ce qui se contredit avec la loi de Darcy.
- Après les pics, et ceci est vrai pour toutes les sections, les courbes dans le sol 3 se confondent plus rapidement et deviennent plus espacées que dans le sol 2 dont les courbes restent plutôt étroites et confondues, ce qui signifie que les dissipations se font moins vite dans ce dernier. Pourtant le sol 3 est plus imperméable que le sol 2.
- Il est à noter que le sol 4 se comporte assez différemment en particulier aux profondeurs 1m et 2m où parfois les gradients continuent, sans raison apparente, à augmenter avec le temps.

En conclusion, il y a donc beaucoup de constats logiques et explicables en se basant sur les caractéristiques des sols et celle de la solution de Ritter imposée comme condition aux limites à la surface. Par contre, il y a aussi deux ou trois

anomalies spécialement pour les sols 2 et 4 qui intriguent, ce qui amène à entreprendre d'autres simulations examinant cette fois-ci les pressions puisque ce sont elles qui régissent les gradients. Ces simulations sont présentées au chapitre IV qui complète d'ailleurs la discussion des résultats précédents.

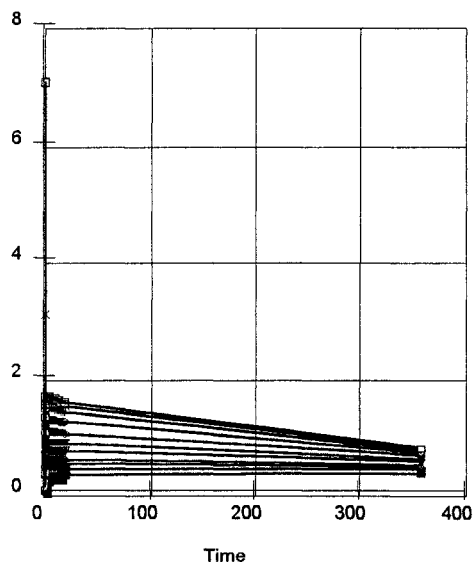


Figure II.11 : Gradients hydrauliques à la section 1 pour le sol 1 lors de la rupture du barrage.

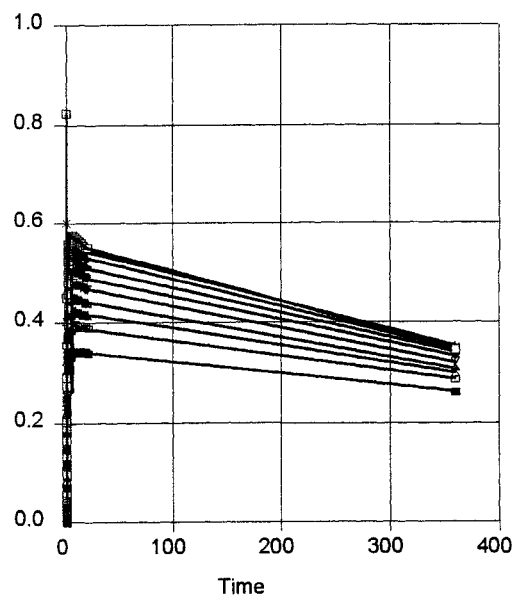


Figure II.12 : Gradients hydrauliques à la section 2 pour le sol 1 lors de la rupture du barrage.

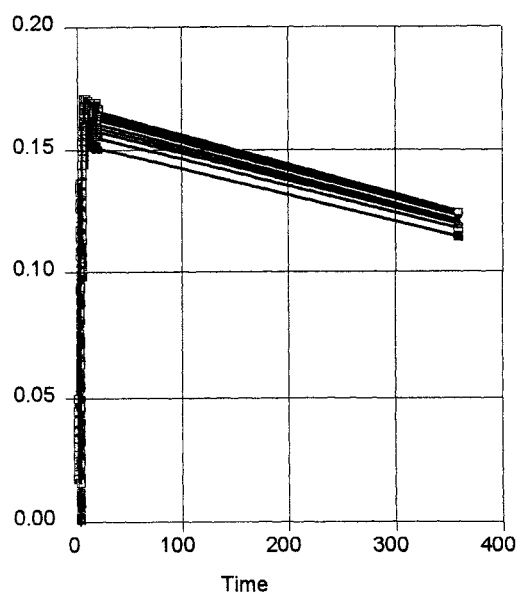


Figure II.13 : Gradients hydrauliques à la section 3 pour le sol 1 lors de la rupture du barrage.

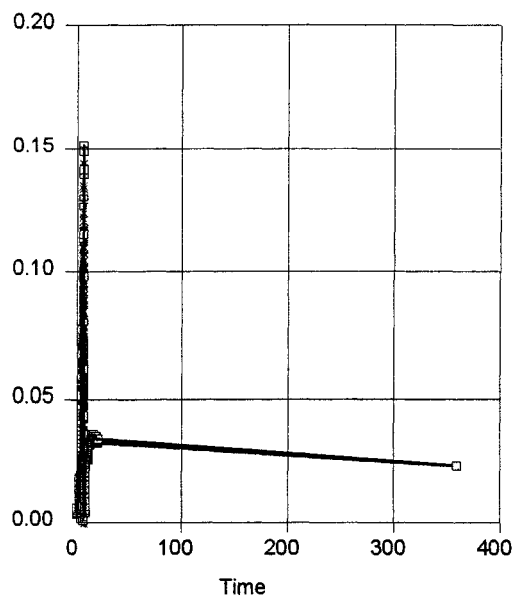


Figure II.14 : Gradients hydrauliques à la section 4 pour le sol 1 lors de la rupture du barrage.

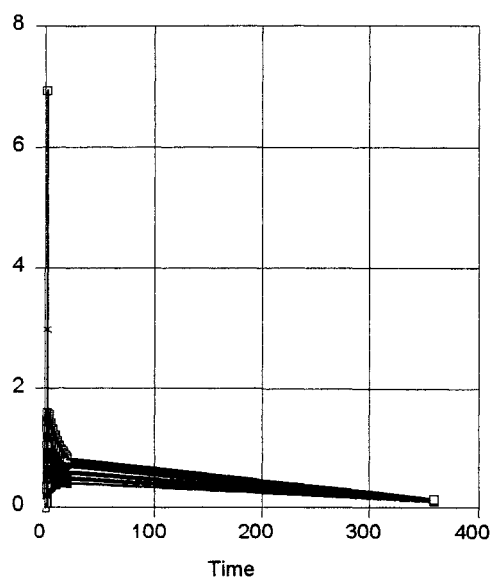


Figure II.15 : Gradients hydrauliques à la section 1 pour le sol 2 lors de la rupture du barrage.

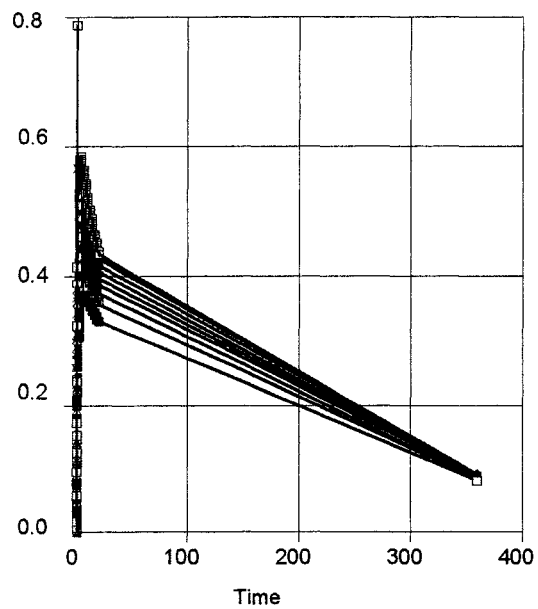


Figure II.16 : Gradients hydrauliques à la section 2 pour le sol 2 lors de la rupture du barrage.

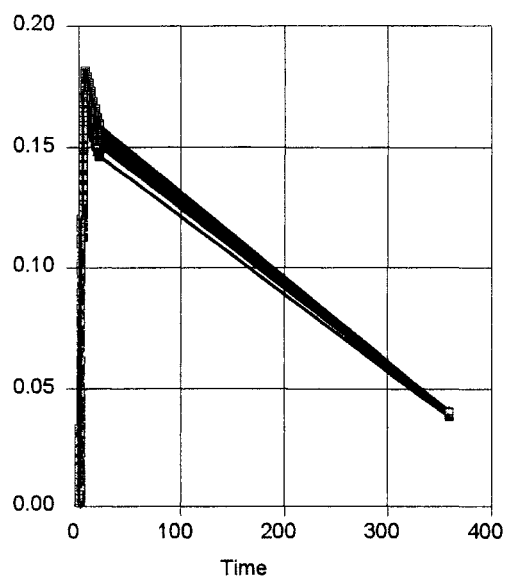


Figure II.17 : Gradients hydrauliques à la section 3 pour le sol 2 lors de la rupture du barrage.

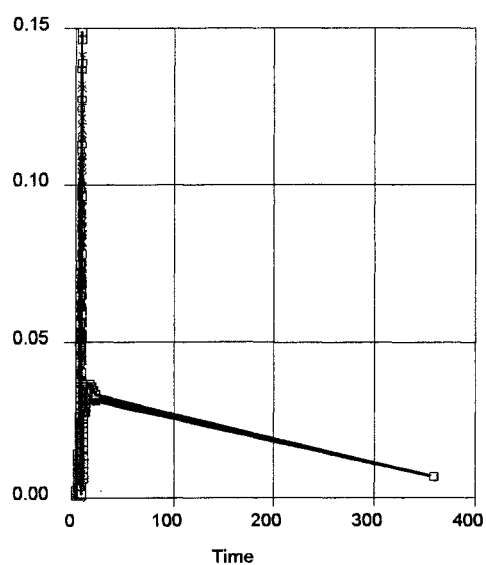


Figure II.18 : Gradients hydrauliques à la section 4 pour le sol 2 lors de la rupture du barrage.

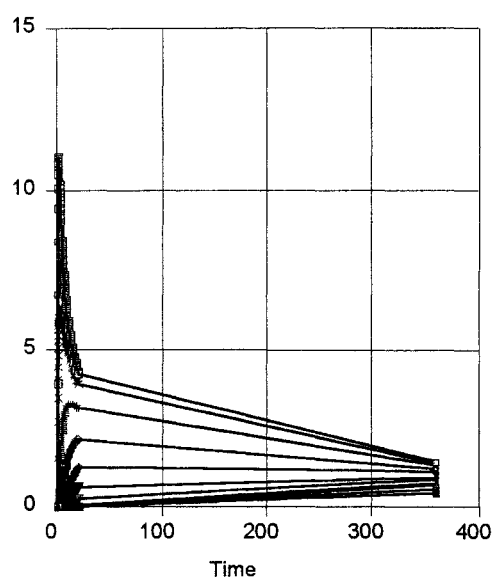


Figure II.19 : Gradients hydrauliques à la section 1 pour le sol 3 lors de la rupture du barrage.

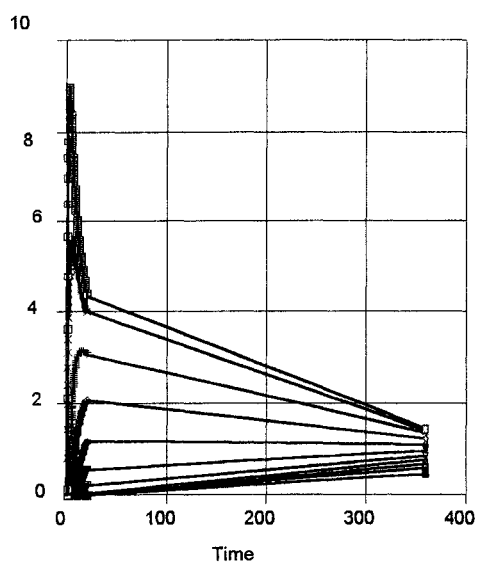


Figure II.20 : Gradients hydrauliques à la section 2 pour le sol 3 lors de la rupture du barrage.

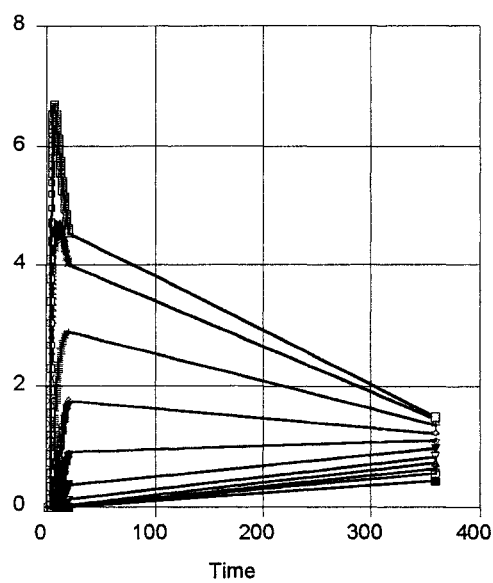


Figure II.21 : Gradients hydrauliques à la section 3 pour le sol 3 lors de la rupture du barrage.

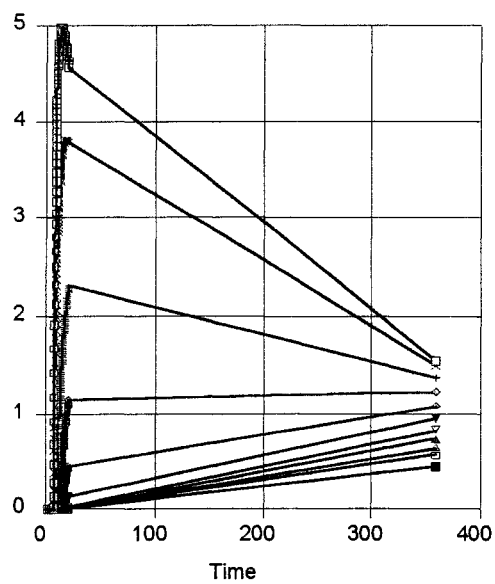


Figure II.22 : Gradients hydrauliques à la section 4 pour le sol 3 lors de la rupture du barrage.

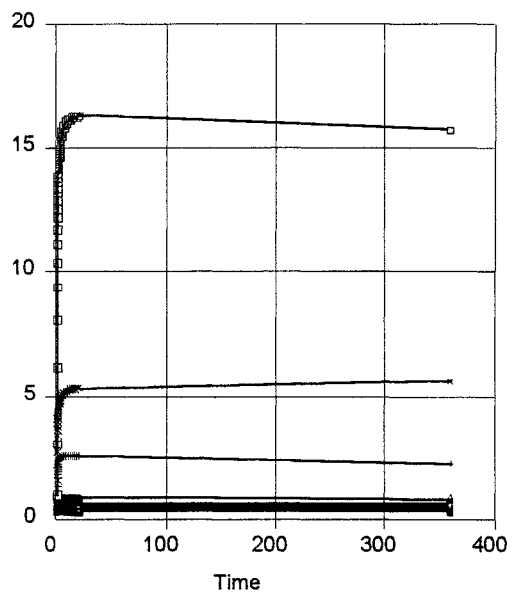


Figure II.23 : Gradients hydrauliques à la section 1 pour le sol 4 lors de la rupture du barrage.

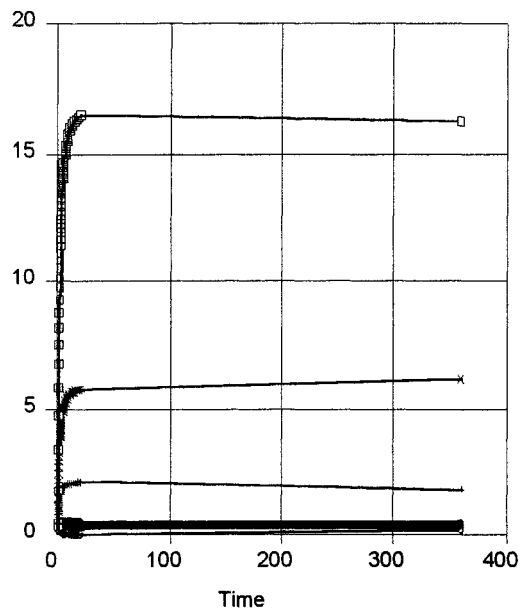


Figure II.24 : Gradients hydrauliques à la section 2 pour le sol 4 lors de la rupture du barrage

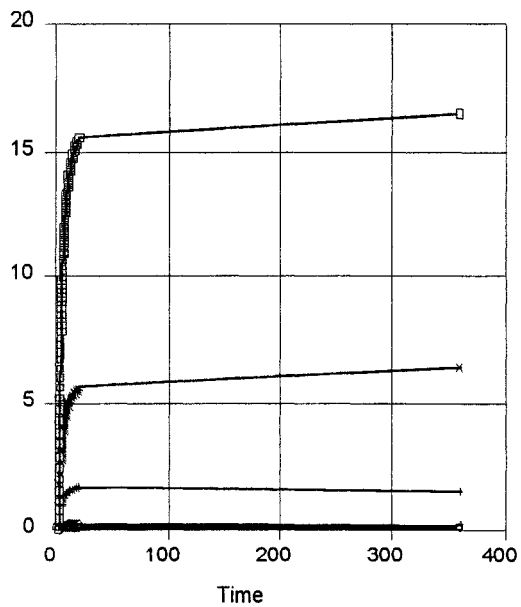


Figure II.25 : Gradients hydrauliques à la section 3 pour le sol 4 lors de la rupture du barrage

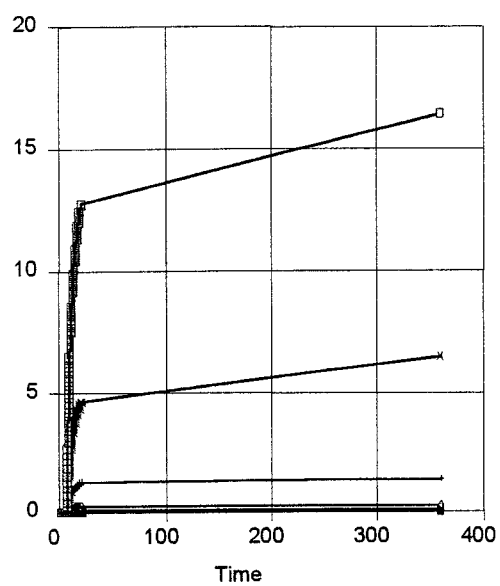


Figure II.26 : Gradients hydrauliques à la section 4 pour le sol 4 lors de la rupture du barrage

Chapitre III

ÉTUDE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE LORS DU PHÉNOMÈNE DE FLUIDISATION

3-1 Introduction

Le changement des pressions d'eau dans le sol lors de n'importe quelle étude géotechnique est souvent très déterminant pour le phénomène étudié. Dans le cas de la fluidisation, cette règle ne fait pas exception. En fait, et comme ce sera vu dans le critère principal de la théorie de fluidisation proposée, la variation des pressions d'eau dans le sol lors de la vidange du réservoir est même le facteur le plus important qui déclenche la boullance.

Il est à noter que l'équation décrivant la pression interstitielle retenue est inspirée principalement de la théorie de consolidation même si elle a été presque exclusivement utilisée dans des cas où les changements des contraintes totales et effectives étaient relativement assez lents. Or, dans le cas d'un bris de barrage, le sol sera déchargé à cause de la vidange du réservoir d'une manière assez brusque et rapide. En quelques secondes, le niveau d'eau peut baisser d'une dizaine de mètres ou plus dépendamment du volume de la retenue initiale.

3-2 Revue générale de la littérature et élaboration de l'équation utilisée

3-2-1 Revue de la littérature

L'équation de consolidation unidimensionnelle dans un milieu saturé a été exprimée sous plusieurs formulations toutes équivalentes quand elles partent des mêmes suppositions.

Garlanger (1972) a par exemple suggéré l'écriture suivante:

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \frac{k(1+e_0)}{\gamma_w} * \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3.1)$$

où e est l'indice des vides (sans unité), u est la pression interstitielle (kPa),

γ_w est le poids spécifique de l'eau (kN/m³), k est la perméabilité (m/s).

En fait, et comme le dit cet auteur, Terzaghi (1923) a été le premier à avoir proposé cette équation dans sa théorie de la consolidation. Pour y parvenir, il a introduit la loi de Darcy dans l'équation qui exprime la continuité du fluide interstitiel.

Berry et Poskitt (1972), en s'inspirant de Gibson et Lo (1967) ont abouti à une équation similaire et l'ont formulée comme suit :

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{K}{\gamma_w} * \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{1}{1+e} * \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.2)$$

C'est à partir de cette formulation que Vuez et Rahal (1994) ont développé leur équation et l'ont énoncée comme suit :

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} + \frac{n}{\rho_w} \frac{\partial \rho_w}{\partial t} = \frac{1}{\rho_w g} \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (3.3)$$

où ρ_w est la masse volumique de l'eau (kg/m^3), ε_v est la déformation volumique de la matrice du sol, n est la porosité.

Cette dernière expression engendrera l'équation qui sera utilisée lors de ce projet pour le calcul de la pression interstitielle.

3-2-2 Élaboration de l'équation utilisée

L'équation qui gouverne le changement des pressions interstitielles est largement inspirée de deux principes de base combinés, à savoir la continuité de la matière et la loi de Darcy. Pour l'illustrer tel que montré à la figure III.1, un élément cubique unitaire du sol étudié est pris comme volume de contrôle. Une analyse similaire à celle proposée ici est donnée par Domenico and Schwartz (1998).

A travers la surface ABCD de ce volume élémentaire, le flux du fluide s'exprime par:

$$\text{Taux1} = \rho_w q_x \Delta x \Delta y \quad (3.4)$$

où q_x est la composante du vecteur vitesse (au sens de Darcy) selon l'axe des x .
d'un autre côté, le flux qui sort à travers la surface EFGH est :

$$\text{Taux2} = (\rho_w q_x + \partial(\rho_w q_x)/\partial x) \Delta x \Delta y \Delta z \quad (3.5)$$

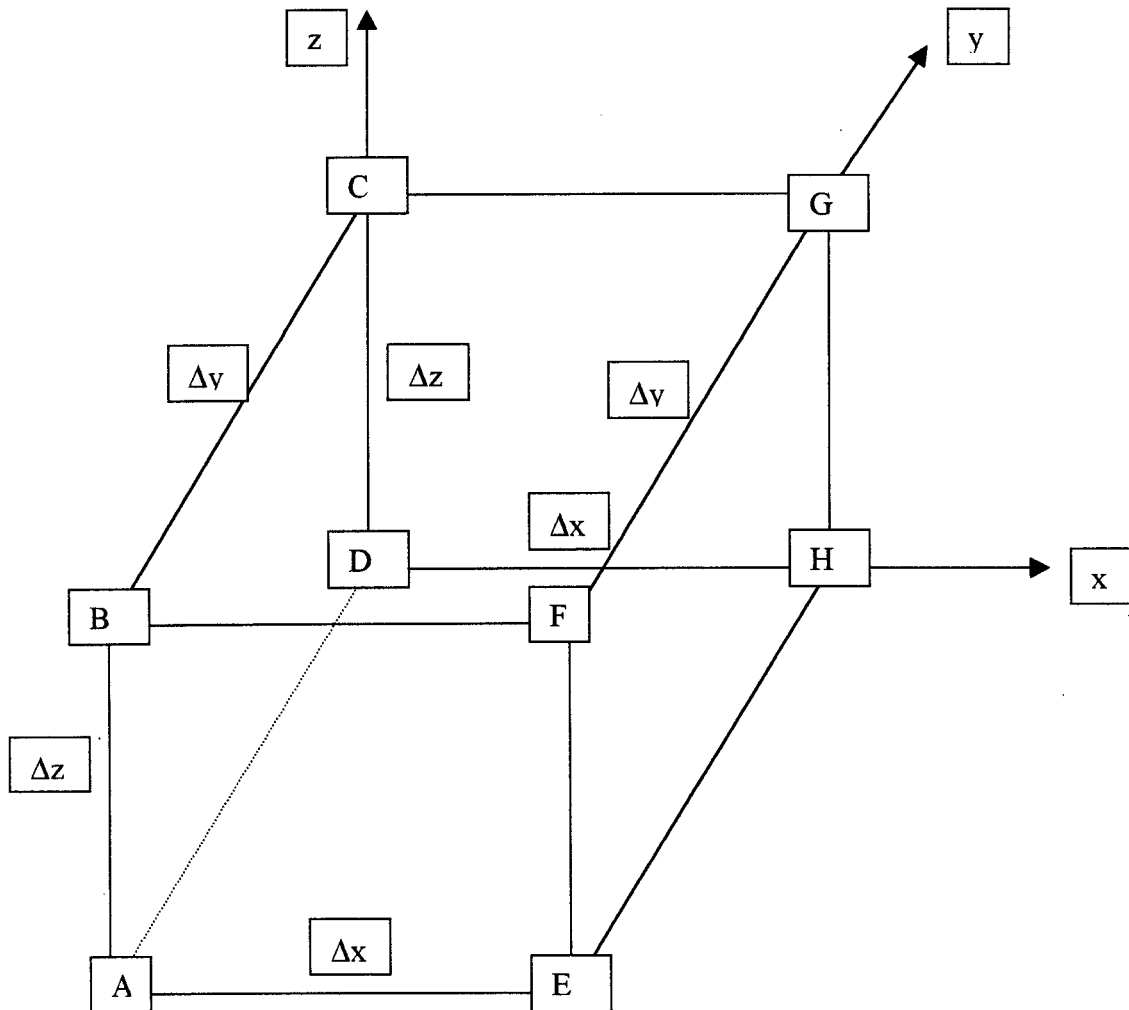


Figure III.1 : Croquis d'un élément cubique de sol.

La quantité de fluide gagnée ou perdue par le volume de contrôle n'est donc autre que :

$$\text{Taux1} - \text{Taux2} = \rho_w q_x \Delta y \Delta z - (\rho_w q_x + \partial(\rho_w q_x) \Delta x / \partial x) \Delta y \Delta z \quad (3.6)$$

$$= -\partial(\rho_w q_x) \Delta x \Delta y \Delta z / \partial x$$

Si la même analyse est appliquée sur les deux autres directions ou les autres facettes, alors la quantité du fluide échangée entre le volume de contrôle et l'environnement immédiat selon l'axe des y est

$$-\partial(\rho_w q_y) \Delta x \Delta y \Delta z / \partial y \quad (3.7)$$

Le même raisonnement selon l'axe des z donne le taux

$$-\partial(\rho_w q_z) \Delta x \Delta y \Delta z / \partial z \quad (3.8)$$

Donc en somme, le taux total échangé est :

$$-\left[\frac{\partial(\rho_w q_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho_w q_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho_w q_z)}{\partial z} \right] \Delta x \Delta y \Delta z \quad (3.9)$$

d'autre part, ce même taux n'est autre que la quantité suivante :

$$\frac{\partial(\rho_w n)}{\partial t} \Delta x \Delta y \Delta z \quad (3.10)$$

par conséquent, et en égalisant les deux termes, l'équation prend la forme suivante :

$$-\left[\frac{\partial(\rho_w q_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho_w q_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho_w q_z)}{\partial z} \right] = \frac{\partial(\rho_w n)}{\partial t} \quad (3.11)$$

Si en faisant hypothèse que la masse volumique de l'eau demeure inchangée spatialement, l'équation (3.11) se réécrit:

$$-\left[\frac{\partial(q_x)}{\partial x} + \frac{\partial(q_y)}{\partial y} + \frac{\partial(q_z)}{\partial z}\right] = \frac{1}{\rho_w} \frac{\partial(\rho_w n)}{\partial t} \quad (3.12)$$

C'est cette équation, mise ici sous sa forme générale, qui traduit ce qui a déjà été appelé par la continuité du fluide.

Or, selon Darcy, on écrit :

$$q_x = -K_x \partial h / \partial x, \quad q_y = -K_y \partial h / \partial y \quad \text{et} \quad q_z = -K_z \partial h / \partial z,$$

où K_x , K_y et K_z sont les coefficients de transmissivité respectivement dans les directions x , y et z et h la charge hydraulique qui s'exprime :

$$h = z + \frac{u}{\rho_w g} + \frac{v^2}{2g} \quad (3.13)$$

où u est la pression interstitielle, v est la vitesse du fluide dans le sol. En hydraulique souterraine le terme qui la comporte est souvent négligé vu les vitesses d'eau relativement très faibles. Ainsi h est généralement écrit comme :

$$h = z + \frac{u}{\rho_w g} \quad (3.14)$$

Donc, en faisant les remplacements nécessaires, et en supposant que l'écoulement est unidimensionnel (juste selon l'axe des z), l'équation (3.12) devient

$$\frac{1}{\rho_w g} \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right) \right) = \frac{1}{\rho_w} \frac{\partial (\rho_w n)}{\partial t} \quad (3.15)$$

ce qui équivaut à :

$$\frac{1}{\rho_w g} \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right) \right) = \frac{n}{\rho_w} \frac{\partial \rho_w}{\partial t} + \frac{\partial n}{\partial t} \quad (3.16)$$

Si dans cette dernière équation, le dernier terme, c'est à dire le changement de la porosité est assimilé au taux de déformation volumique, alors cette formulation deviendra exactement l'équation que Vuez et Rahal (1994) ont suggérée.

Si la contrainte effective dans la sol est notée par σ' alors la déformation volumique dans la zone où celui-ci se comporte linéairement (corps élastique) peut s'écrire comme suit :

$$\varepsilon_v = m_v \sigma' \quad (3.17)$$

où m_v est le coefficient de compressibilité du squelette.

Concernant le fluide interstitiel, en l'occurrence l'eau, la compressibilité est exprimée comme suit :

$$d\rho_w = -\rho_w \beta du \quad (3.18)$$

où β est justement le coefficient de compressibilité de l'eau.

Aussi, et selon le postulat de Terzaghi

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3.19)$$

où σ est la contrainte totale.

En apportant ces changements à l'équation de Vuez et Rahal citée plus haut, celle-ci devient :

$$\frac{1}{C_v} \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{1}{C_{vg}} \frac{\partial \sigma}{\partial t} \quad (3.20)$$

dans cette expression, les coefficients C_v et C_{vg} , dits de consolidation, sont explicités par :

$$C_v = \frac{k}{\rho_w g (n\beta + m_v)}$$

et

$$C_{vg} = \frac{k}{\rho_w g m_v}$$

3-3 Discrétisation et résolution de l'équation

L'équation (3.20) est similaire à une équation de transfert de chaleur classique avec une source de perturbation présentée par le dernier terme. Elle peut être écrite sous la forme suivante :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{C_v}{C_{vg}} \frac{\partial \sigma}{\partial t} \quad (3.21)$$

Sa résolution sera faite à base des différences finies et en utilisant une discretisation implicite. Ainsi, peut-on écrire :

$$\frac{u_i^{n+1} - u_i^n}{\Delta t} = C_v \left(\frac{u_{i+1}^{n+1} - 2u_i^{n+1} - u_{i-1}^{n+1}}{\Delta z^2} \right) + \frac{C_v}{C_{vg}} \frac{\partial \sigma}{\partial t} \quad (3.22)$$

ou encore :

$$u_i^{n+1} = u_i^n + \beta(u_{i+1}^{n+1} - 2u_i^{n+1} - u_{i-1}^{n+1}) + \alpha \frac{\partial \sigma}{\partial t} \quad (3.23)$$

où

$$\alpha = C_v \Delta t / C_{vg}$$

$$\beta = C_v \Delta t / \Delta z^2$$

Donc :

$$\beta u_{i+1}^{n+1} - (2\beta + 1) u_i^{n+1} - \beta u_{i-1}^{n+1} = -\alpha \frac{\partial \sigma}{\partial t} - u_i^n \quad (3.24)$$

ou

$$A_i u_{i+1}^{n+1} + B_i u_i^{n+1} + C_i u_{i-1}^{n+1} = F_i \quad (3.25)$$

avec

$$A_i = -\beta, \quad B_i = -(2\beta + 1), \quad C_i = \beta, \quad F_i = -(\alpha \partial \sigma / \partial t + P_i^n)$$

et i varie entre 2 et N-1.

Concernant les conditions aux limites, le milieu pour lequel l'équation est résolue est considéré imperméable à l'extrémité inférieure (présence d'un socle rocheux par exemple qui empêche le drainage ou d'une couche argileuse extrêmement imperméable), subissant les pressions des conditions hydrostatiques (dues au réservoir) à son extrémité supérieure. Ainsi :

En haut (à la surface) : à $Z_1 = Z_s$ et $u_1 = \gamma_w \cdot h$.

où h est l'élévation de la surface de l'eau à partir de la surface du sol Z_s

En bas (à $Z = Z_n$) : $\partial u / \partial Z = \gamma_w$, ce qui veut dire qu'à un pas de temps donné,

$$u_N = u_{N-1} + \gamma_w \Delta Z. \quad (3.26)$$

Toujours pour un pas de temps donné, assumons :

$$u_i = E_i u_{i+1} + D_i \quad (3.27)$$

Avec, et pour satisfaire la première condition : $E_1 = 0$, $D_1 = \gamma_w h$.

donc et en remplaçant dans l'équation (3.27) :

$$u_i = \frac{-C_i}{B_i + A_i E_{i-1}} u_{i+1} + \frac{F_i + A_i D_{i-1}}{B_i + A_i E_{i-1}} \quad (3.28)$$

avec

$$E_i = \frac{-C_i}{B_i + A_i E_{i-1}},$$

$$D_i = \frac{F_i + A_i D_{i-1}}{B_i + A_i E_{i-1}}$$

Or en remplaçant les coefficients A,B,C et F par leurs expressions tirées des équations de E_i et de D_i , les termes E_i et D_i deviennent :

$$E_i = \frac{-\beta}{-(2\beta + 1) - \beta E_{i-1}} = \frac{\beta}{(2\beta + 1) + \beta E_{i-1}}, \quad (3.29)$$

et

$$D_i = \frac{-\left(\alpha \frac{\partial \sigma}{\partial t} + u_i^n\right) + \beta D_{i-1}}{-(2\beta + 1) - \beta E_{i-1}} = \frac{\left(\alpha \frac{\partial \sigma}{\partial t} + u_i^n\right) - \beta D_{i-1}}{(2\beta + 1) + \beta E_{i-1}} \quad (3.30)$$

La deuxième condition aux limites permet d'écrire

$$u_{N-1} = u_N - \gamma_w \Delta Z \quad (3.31)$$

$$u_{N-1} = E_{N-1} u_N + D_{N-1} \quad (3.32)$$

$$\text{donc} \quad E_{N-1} u_N + D_{N-1} = u_N - \gamma_w \Delta Z \quad (3.33)$$

$$\text{où} \quad u_N = (D_{N-1} + \gamma_w \Delta Z) / (1 - E_{N-1}) \quad (3.34)$$

Avec toutes ces formulations, l'équation sera complètement définie et résolue par itérations. Pour ce faire, un petit programme a été développé codé en Fortran et dont le listing est présenté en annexe II .

Chapitre IV

SOLUTIONS DE L'EQUATION DES PRESSIONS

INTERSTITIELLES LORS D'UN DECHARGEMENT

UNIDIMENSIONNEL: RESULTATS, COMPARAISONS ET

COMMENTAIRES

4-1 Introduction

Ce chapitre se présente comme étant une récapitulation des différents résultats des pressions interstitielles pour des déchargements unidimensionnels obtenus de simulations sur les quatre sols déjà décrits auparavant. En effet, et pour des fins de comparaison, il a été décidé d'utiliser encore une fois Seep/W pour une colonne de sol subissant un déchargement d'eau. Ces résultats seront comparés à ceux découlant de la résolution de l'équation(3.20) présentée au chapitre précédent.

En fait, trois déchargements différents par leurs taux (1m/s, 2m/s et 4m/s), seront étudiés pour chaque type de sol. Ces taux bien qu'ils soient relativement grands, décrivent un déchargement assez "brusque", et restent typiques d'une rupture d'un barrage.

Il est noté que pour des fins de clarté, chaque graphique comportera seulement deux sols et non pas quatre.

4-2 Solutions des pressions par Seep/W

4-2-1 Modèle conceptuel et conditions aux limites

Sera considérée donc une colonne de sol d'une hauteur de 16 m et sous une colonne d'eau initialement de 16 m aussi tel que montré à la figure IV.1. Celle-ci se rabattra par la suite suivant un des taux ci haut indiqués. La simulation débute d'abord par l'établissement du régime permanent obtenu sous les 16 mètres d'eau. Cet état est ensuite utilisé comme condition initiale au régime transitoire. Comme conditions aux frontières, un flux nul est imposé aux alentours de la colonne et à la base parce que le sol repose sur une fondation imperméable et qu'il n'a aucun échange de flux latéralement. C'est, par exemple le cas typique, à grande échelle, d'un déchargement du sol dans une cellule triaxiale non drainante du côté bas. D'ailleurs la simulation est faite à l'aide d'une analyse dite "axisymétrique" et qui suppose que le sol est cylindrique et symétrique autour de l'axe des z, y compris les conditions aux frontières, le rayon étant de 8m. Dans les nœuds de la surface du sol, le déchargement, moyennant la fonction h , est imposé et est le même pour tous les nœuds.

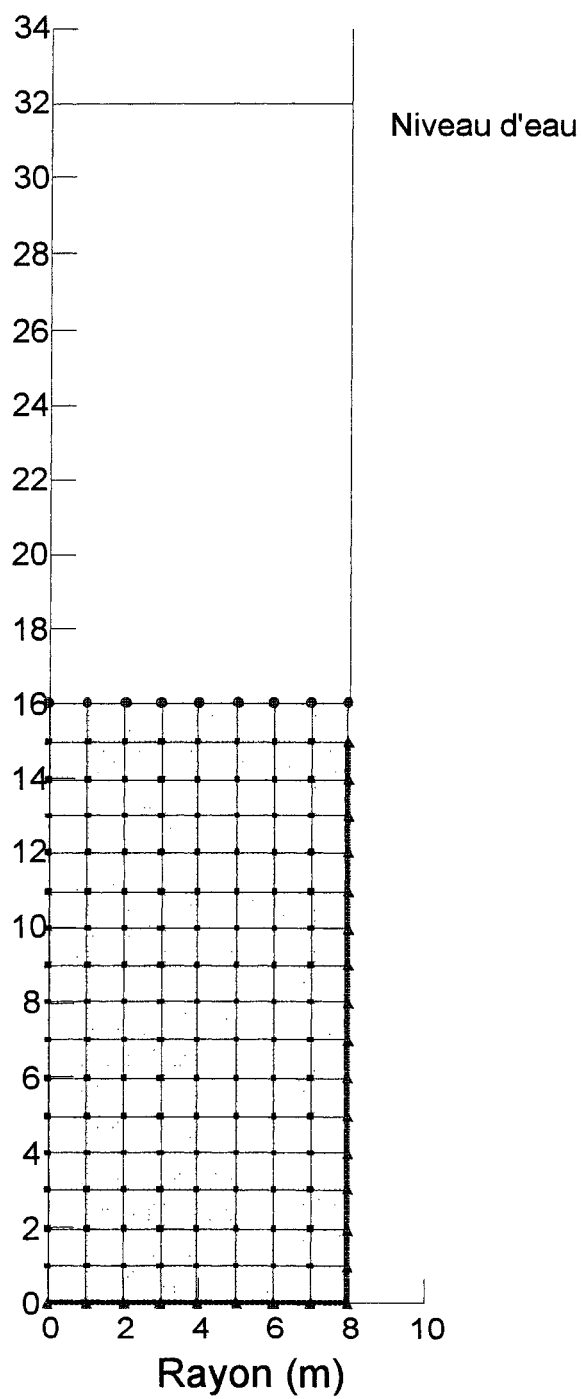


Figure IV.1 : Modèle axisymétrique résolu par Seep/W pour les quatre sols

4-2-2 Résultats de la simulation par Seep/W

Le régime permanent a été atteint avant le début du déchargement et a donné, comme le montre la figure IV.2 pour le sol 1, une répartition hydrostatique parfaite. Celle-ci a été reproduite exactement de la même façon pour les trois autres sols.

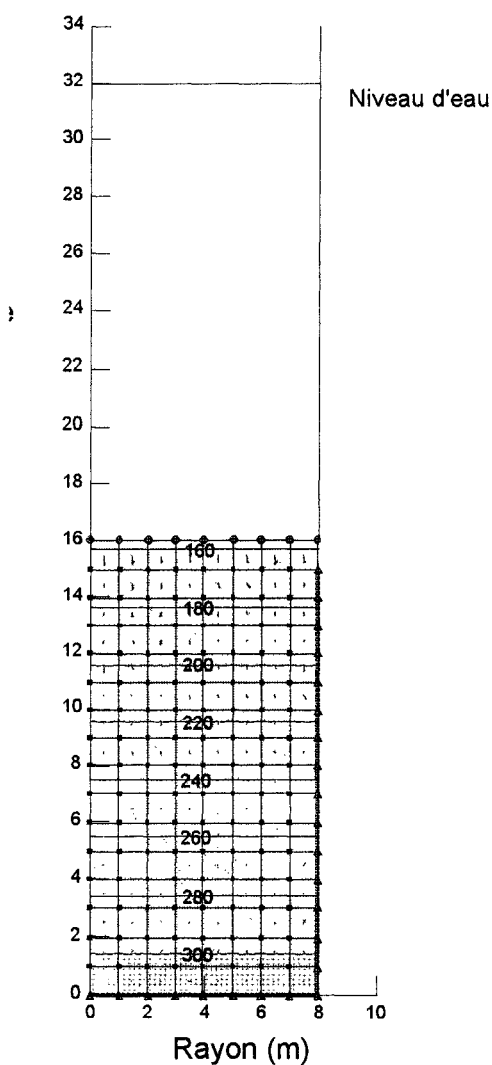
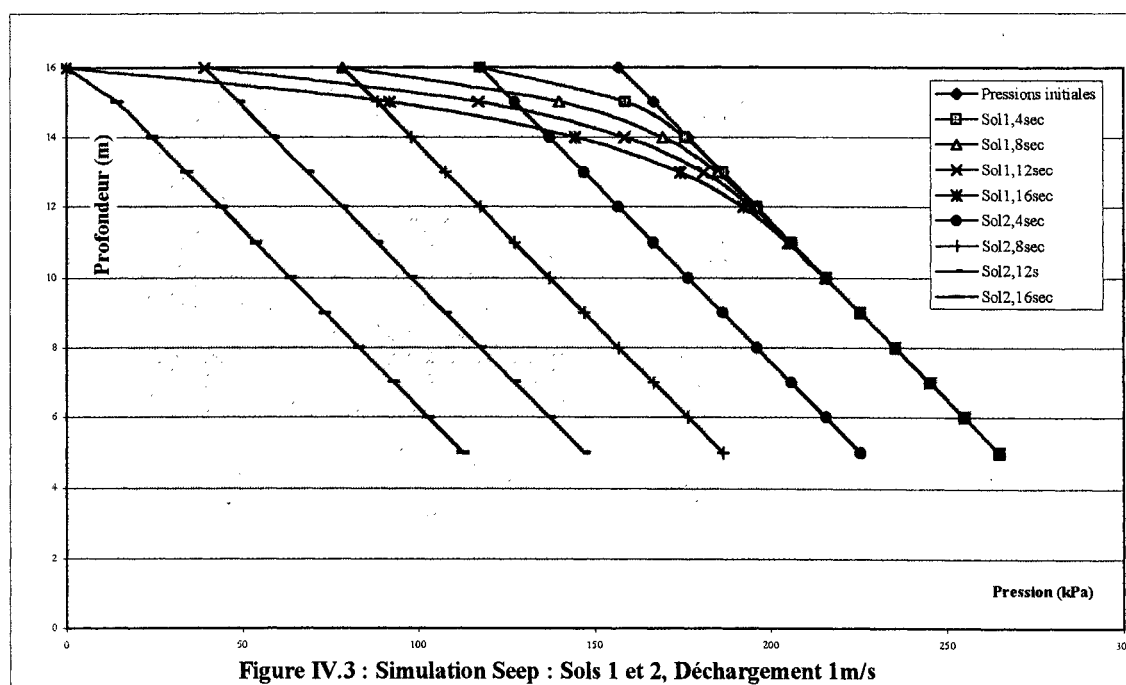
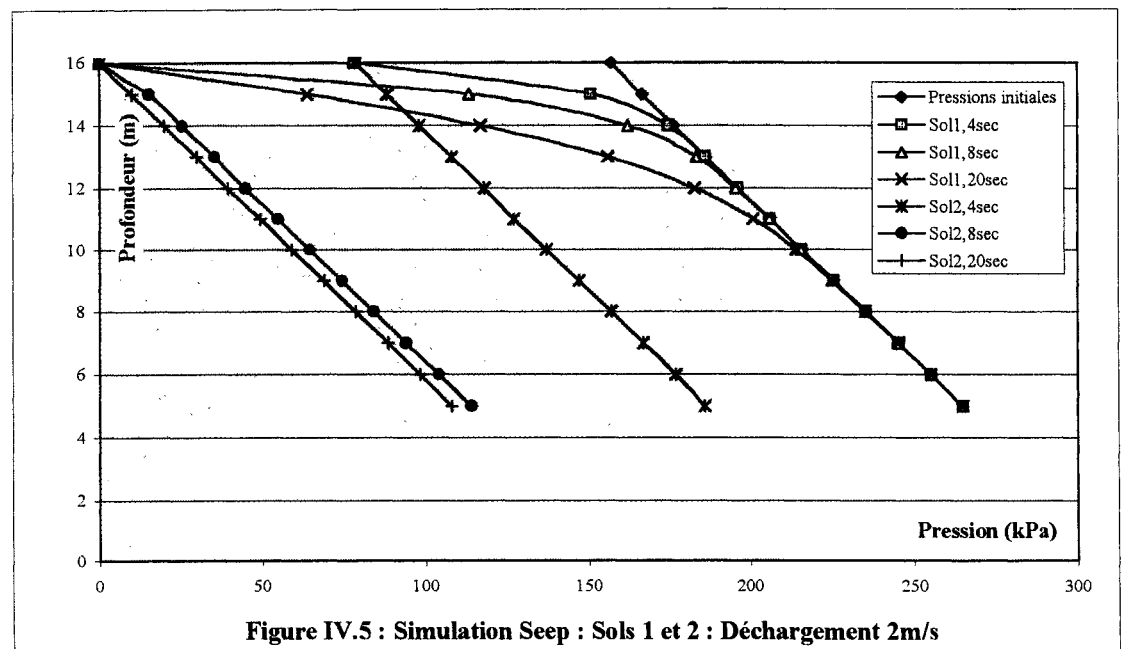
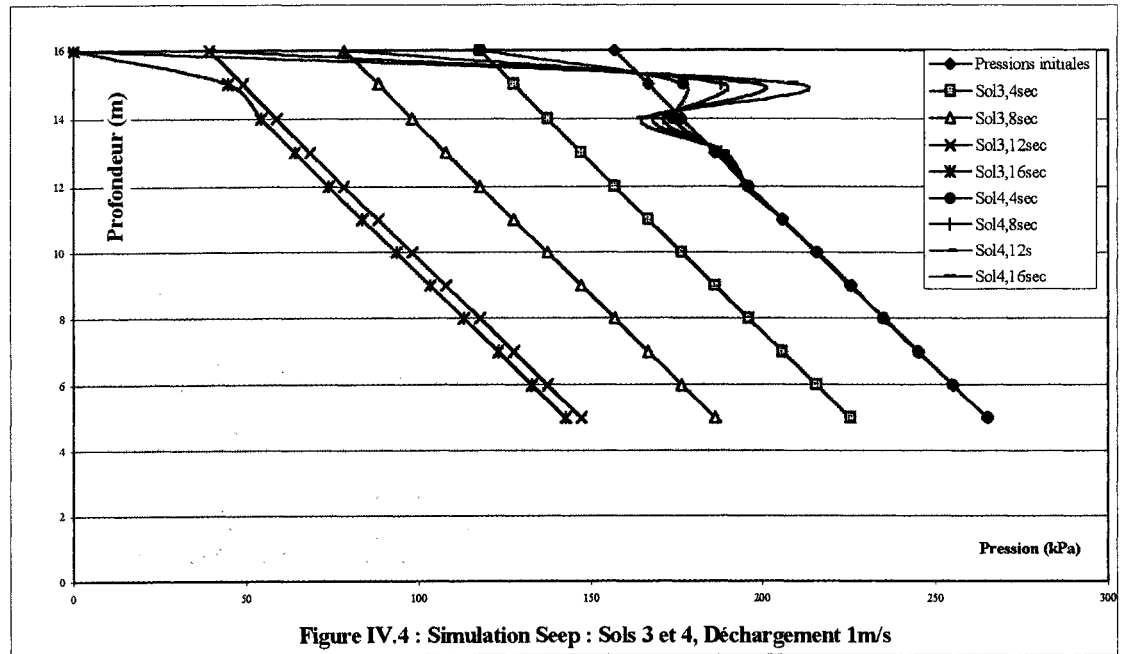
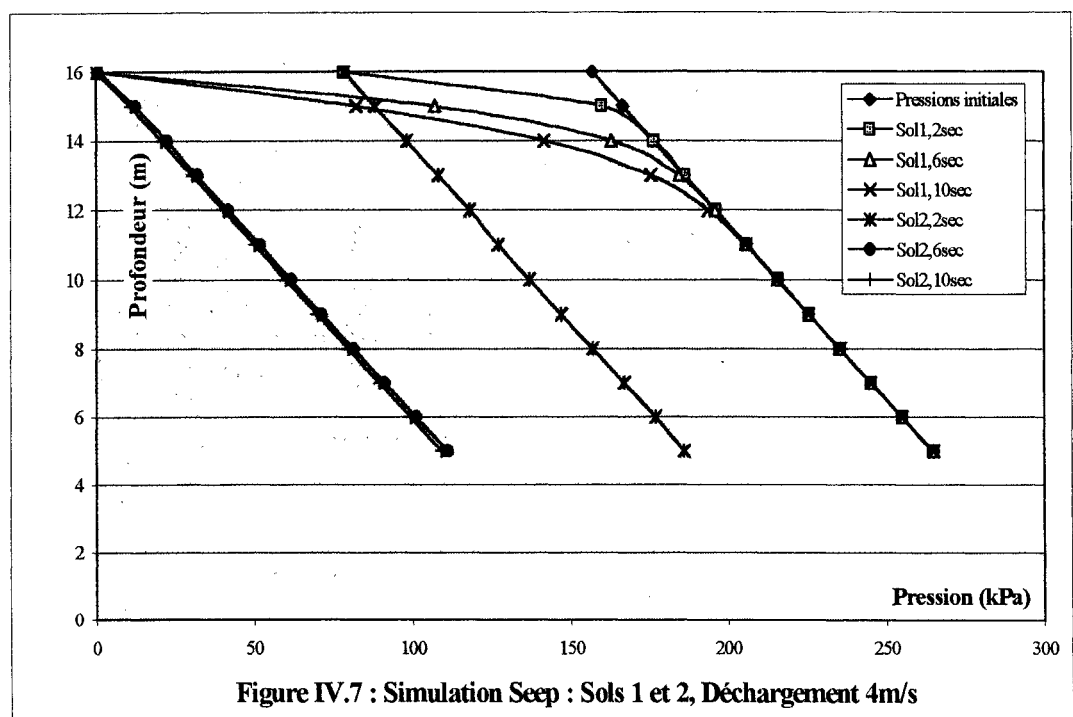
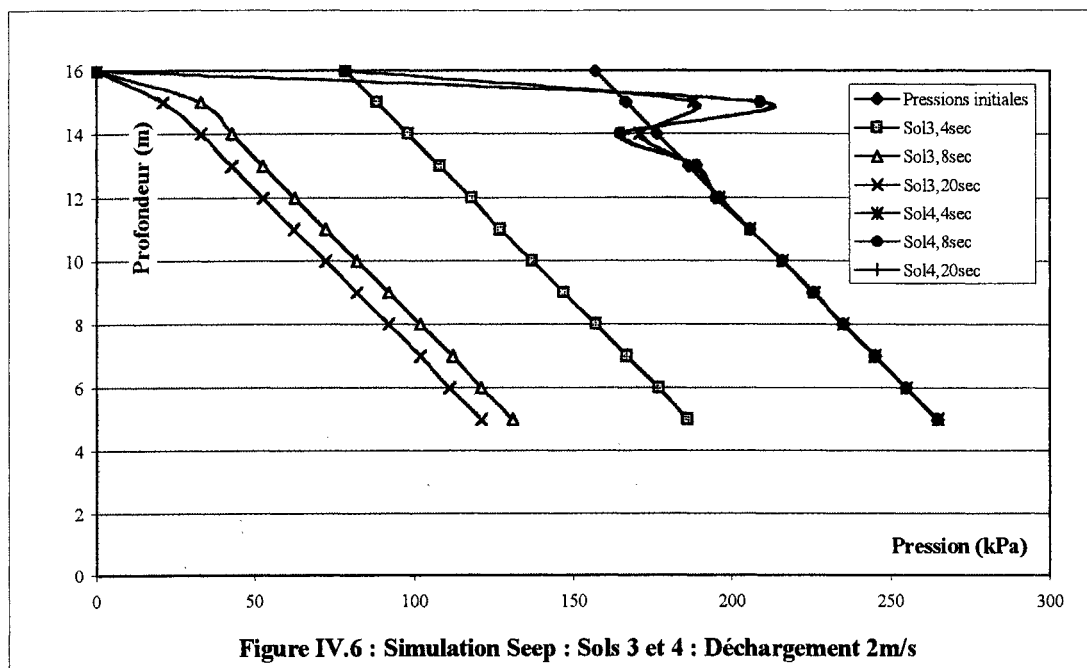


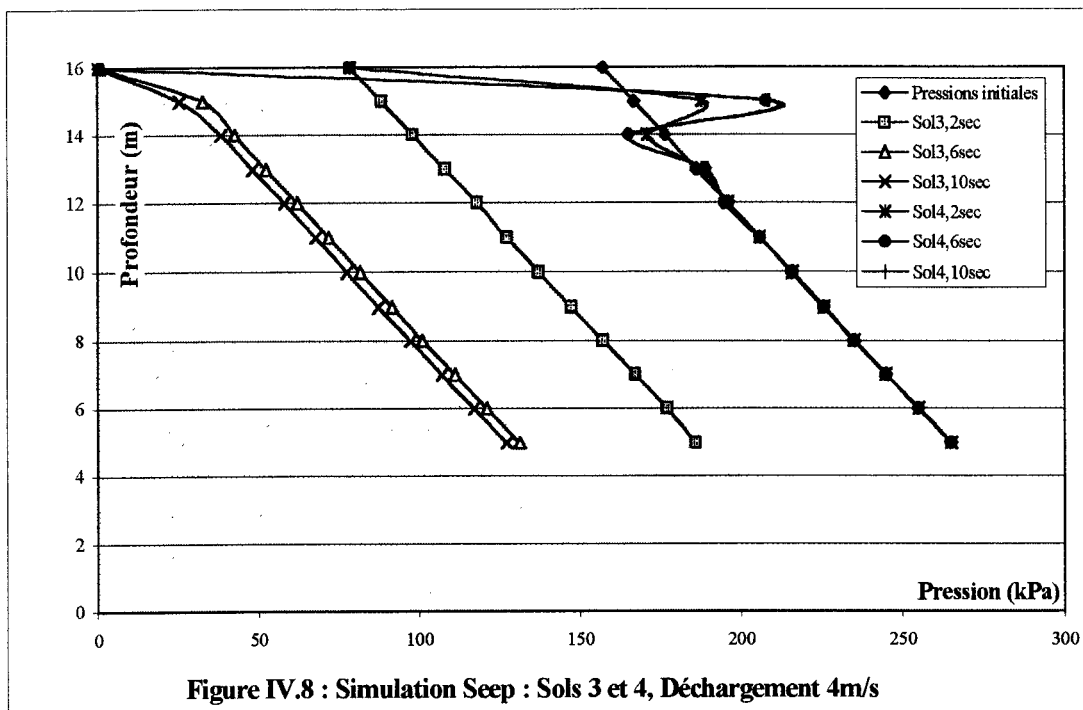
Figure IV.2 : Résultats en régime permanent et axisymétrique des pressions hydrostatiques pour les quatre sols.

C'est donc à partir de ces conditions hydrostatiques que la simulation du déchargement a commencé. Il faut noter que dans tous les cas des déchargements, pour tous les sols, à chaque moment t et chaque élévation z , la pression était la même latéralement c'est à dire dans tous les nœuds se trouvant à la même élévation ce qui atteste que le phénomène s'est déroulé dans des conditions unidimensionnelles. Les résultats présentés aux figures IV.3 à IV.8 montrent l'évolution des pressions en fonction du temps et de la profondeur à un rayon $x = 4\text{m}$.









4-2-3 Commentaires et discussions

4-2-3-1 Remarques générales

Tout d'abord, les résultats montrent, délibérément, l'évolution de la pression seulement dans les premières secondes qui suivent le déchargement. C'est en effet le moment crucial au cours duquel la fluidisation a lieu. Après ce moment, les pressions ne vont que se dissiper, une dissipation qui normalement pourrait prendre beaucoup de temps (dans la nature des semaines voire des mois ou des années pour les sols argileux) mais n'aura aucun effet de déstabilisation sur le sol dans ce cas précis.

A plus d'un égard, les résultats ne semblent pas logiques et diffèrent sensiblement de ce qui était prévisible. En voici quelques points qui soulèvent l'incohérence et obligent à se poser certaines questions:

- Dans les trois cas de déchargement, et dans le sol 2, pourtant moins perméable et d'une compressibilité similaire, les pressions se dissipent plus vite que dans le sol 1. Même dans le cas du sol 3 qui est beaucoup plus imperméable que le sol 1 et de la même compressibilité, les pressions se dissipent plus vite.
- Pour les sols 2 et 3, les pressions se dissipent d'une façon presque linéaire (parallèles aux pressions hydrostatiques) et ne prennent pas beaucoup de temps pour le faire, tandis que dans le sol 1, l'évolution est plutôt exponentielle et les pressions ne se dissipent presque pas en profondeur pour la même période.
- Dans tous les déchargements pour le sol 4, il y a une anomalie notable à l'élévation 15 m. En effet il y a brusquement une surpression notable qui n'a aucune raison d'avoir lieu. Il faut dire que ce sol est très imperméable et incompressible mais ceci ne justifie pas cette surpression.
- En remarque générale, et en terme d'équation et de résolution numérique, le système arrive mal à répondre à l'excitation extérieure, c'est à dire aux conditions aux frontières.

Ceci laisse suspecter, entre autres, deux défaillances possibles, à savoir

- 1) la stabilité numérique, qui serait probablement mal assurée à cause des changements de conditions frontières si rapides,
- 2) les hypothèses de l'équation de base que Seep/W se propose de résoudre ne sont pas respectées.

4-2-3-2 : Équation résolue par Seep/W

Selon le guide d'utilisation de Seep/W Version 3 (GEO-SLOPE International Ltd, Calgary, Alberta, Canada, 1994), l'équation qui gouverne le système à résoudre est la suivante :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (4.1)$$

où h est la charge totale hydraulique, k_x , k_y sont les composantes selon x et y de la conductivité hydraulique, Q le flux imposé dans les conditions aux limites,

$\theta = V_w/V$ est la teneur en eau volumétrique (V_w étant le volume d'eau et v le volume total).

$$\partial \theta = m_w \partial u \quad (4.2)$$

où m_w est en général la pente caractéristique du sol qui représente le changement du volume d'eau retenu dans le sol en réponse au changement des pressions interstitielles. Ce coefficient est exactement équivalent à m_v , coefficient de compressibilité du sol, si ce dernier est saturé.

Les simulations précédentes étant unidimensionnelles, la conductivité supposée constante, les conditions aux frontières concernant le flux étant nulles et le sol supposé complètement saturé, puisqu'il est submergé par 16 m d'eau, alors l'équation 4.1 devient

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = m_v \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4.3)$$

or,

$$h = z + \frac{u}{\rho_w g}$$

donc :

$$\frac{k}{\rho_w g} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = m_v \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4.4)$$

ou

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\rho_w g m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (4.5)$$

Par ailleurs, le coefficient $k/\rho_w g m_v$ est exactement le coefficient C_v défini dans le chapitre précédent. Donc l'équation résolue par Seep/W est finalement :

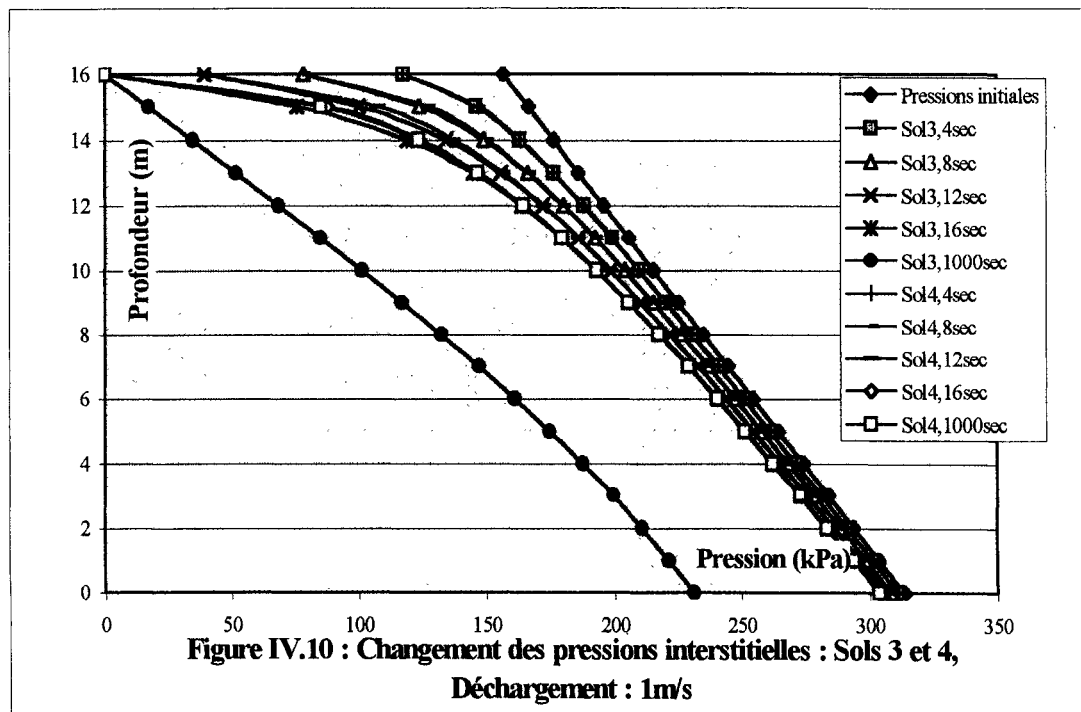
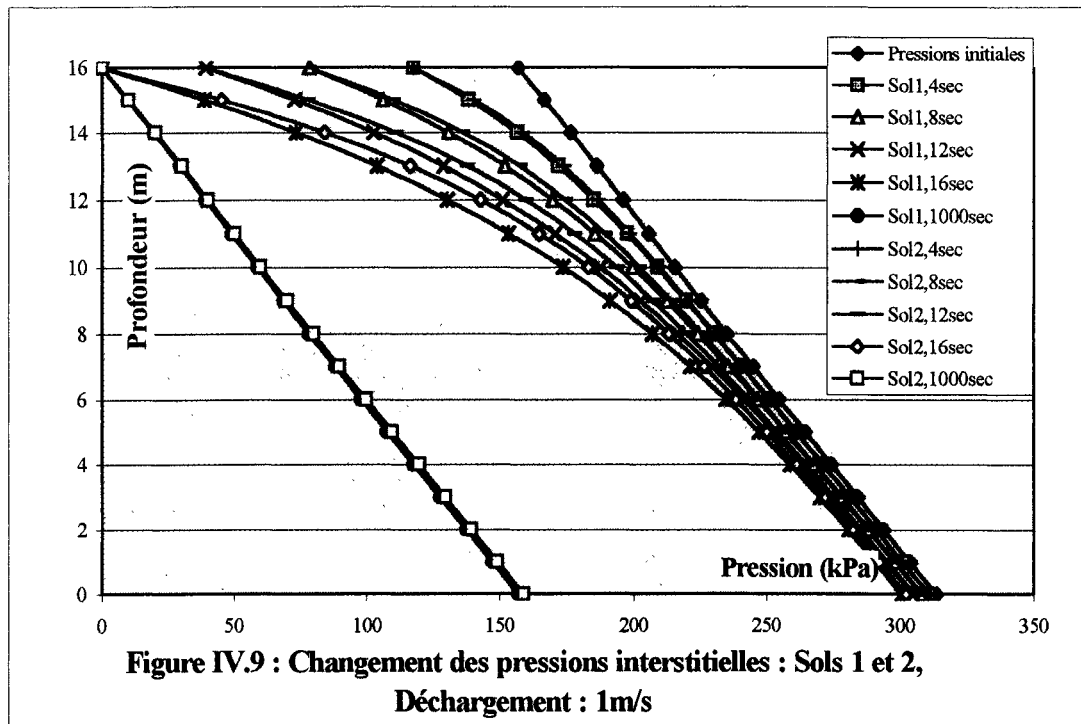
$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (4.6)$$

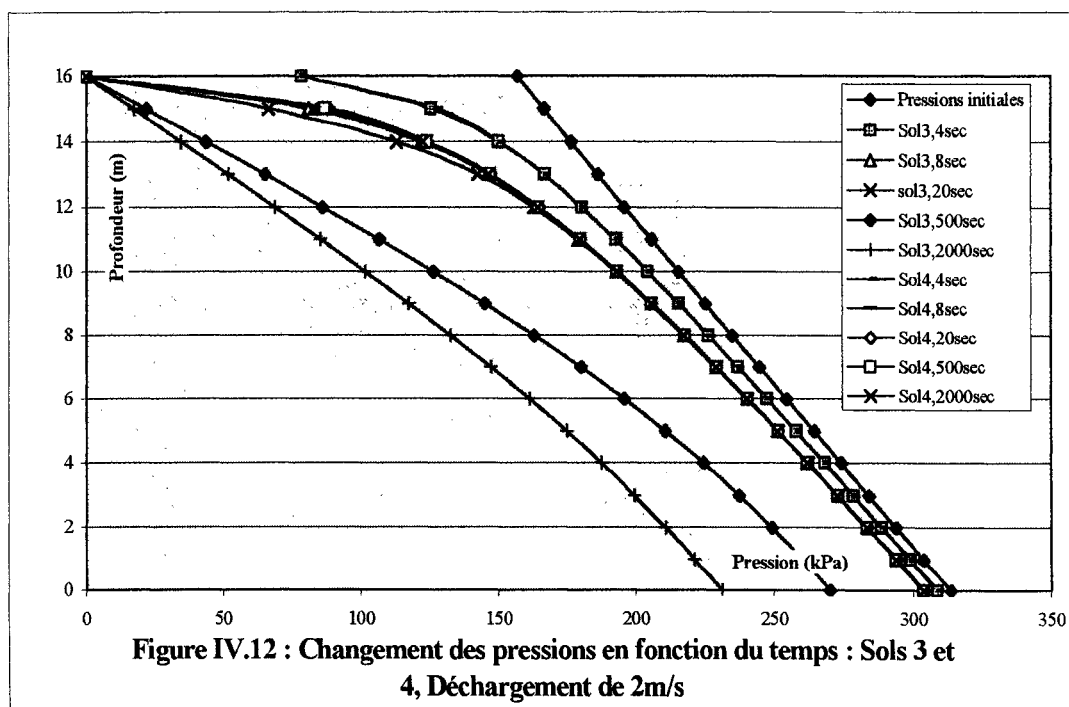
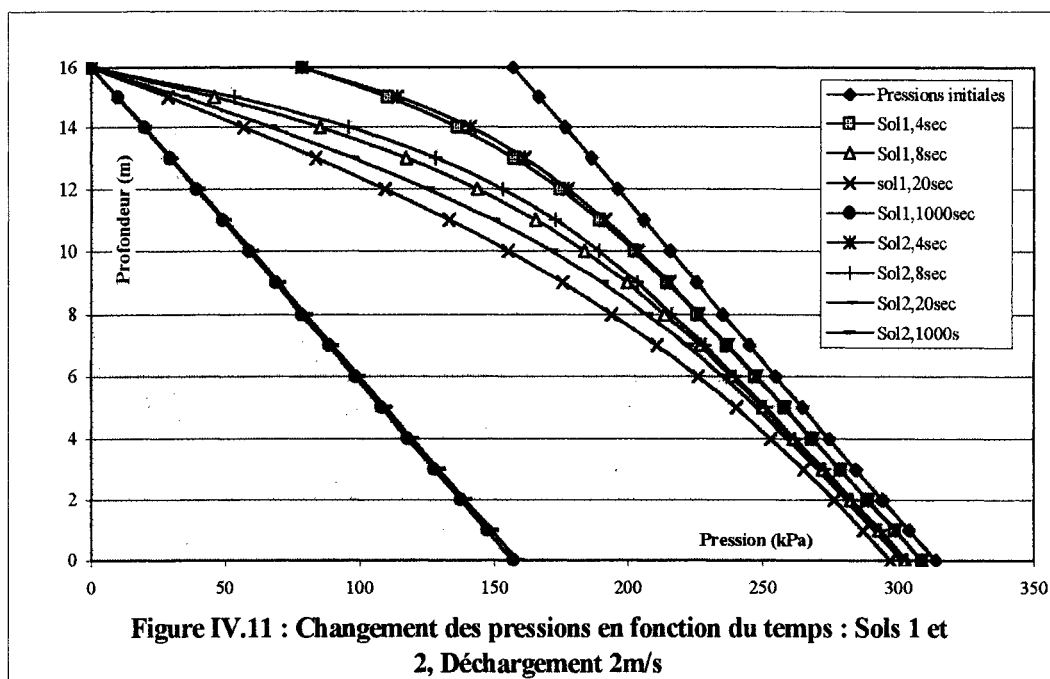
C'est cette expression qui est résolue par Seep/W et dont les solutions sont montrées dans les figures précédentes et commentées dans le paragraphe ci-haut. Elle est pratiquement la même que celle développée dans le chapitre II à part qu'elle ne tient pas compte du changement des contraintes totales σ . C'est ce qui expliqueront donc l'incohérence des résultats obtenus par Seep/W dans ce cas. En effet, le terme $\partial\sigma/\partial t$ n'est pris en compte que dans les nœuds se situant à la surface du système puisqu'il y est imposé par les conditions frontières et est ignoré à l'intérieur. C'est pourquoi il a été décidé d'utiliser les résultats de l'équation de Rahal (1998) dans l'étude de la fluidisation, équation plus générale qui tient compte des changements des contraintes totales.

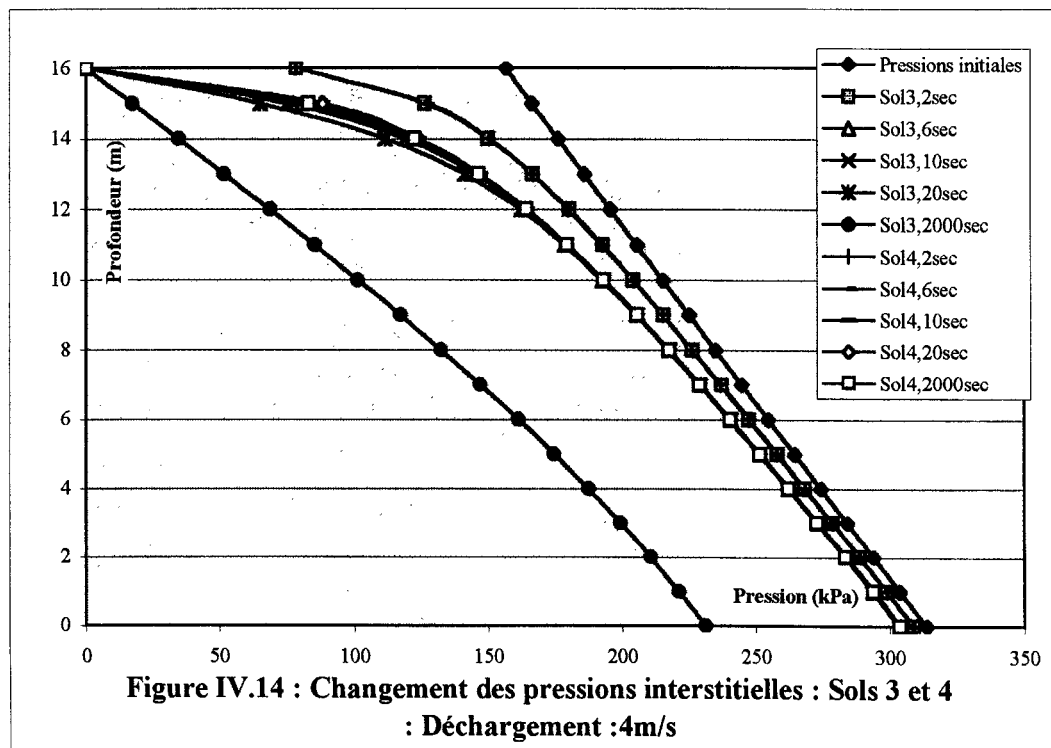
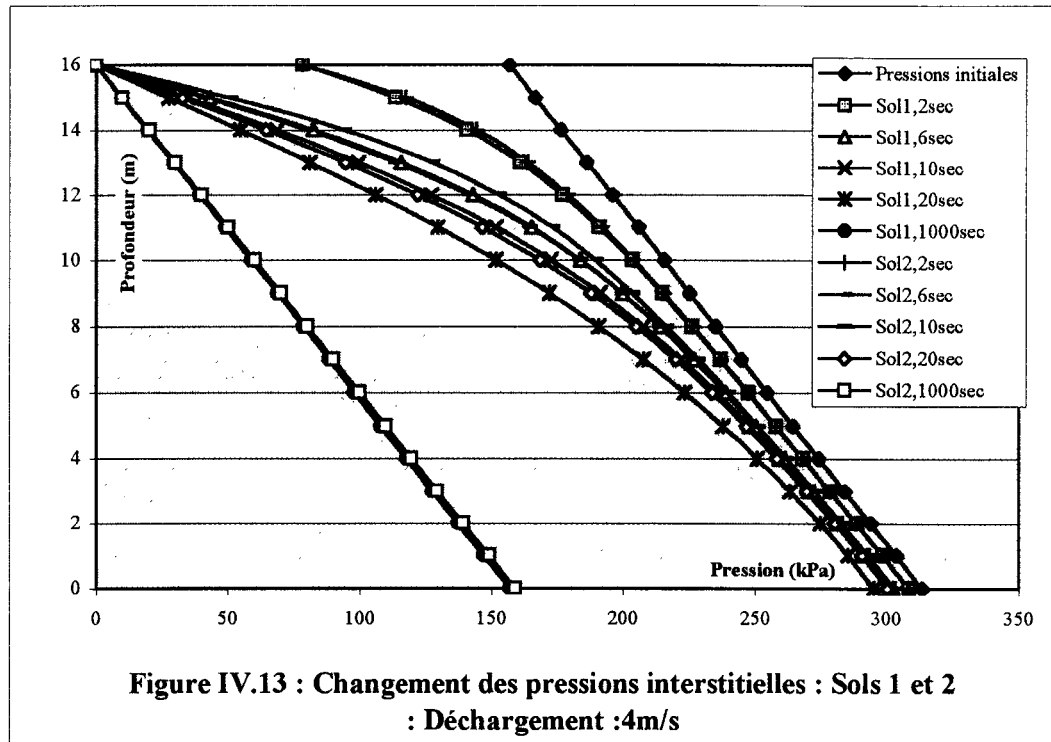
4-3 Equation de Rahal : Solution et discussion

4-3-1 Résultats de l'équation de Rahal

Comme pour les cas résolus par Seep, il s'agit de colonnes de sols subissant les mêmes déchargements. Les conditions initiales et aux frontières ont été les mêmes à savoir un socle imperméable au fond et un déchargement selon l'un des trois taux en haut comme conditions limites et un régime hydrostatique décrivant une retenue de 16 m d'eau comme condition initiale. Les résultats sont illustrés aux les figures IV.9 à IV.14.







4-3-2 Discussion et commentaires

Pour des raisons de clarté et afin d'éviter les confusions, les remarques et les analyses de ces résultats seront énumérées point par point. Cependant, Il faut noter que toutes les figures présentent des courbes d'allure exponentielle qui évoluent dans des bandes limitées d'une part par la courbe des pressions hydrostatiques initiales et d'autre part par la dernière courbe de dissipation des pressions (1000 ou 2000 secondes). Quant aux autres remarques, elles sont les suivantes:

- Pour chacun des déchargements, pour les sols 1 et 2, les dissipations des pressions sont presque totales à 1000 sec et les courbes sont parfaitement linéaires et équivalentes aux courbes des pressions hydrostatiques finales, tandis que pour les sols 3 et 4 les pressions continuent à se dissiper même après 2000 sec. Ceci peut s'expliquer par les perméabilités et les coefficients de compressibilité. En effet, les sols 1 et 2 sont beaucoup plus perméables que les sols 3 et 4. Spécialement le sol 4 qui est très imperméable et incompressible, les pressions ne se sont presque pas dissipées à partir de 20 sec, c'est le genre de sols qui demandera des semaines, voire des mois pour dissiper les pressions. D'autre part, et pour les quatre sols, les réponses des pressions se font presque de la même manière, à chaque déchargement, pour les premières secondes et la différence commence à se faire sentir au fur et à mesure qu'on avance dans le temps.

- L'effet des différences des taux de déchargement se sent surtout dans les parties supérieures de la colonne du sol et dans les premières secondes . Il faut remarquer que plus le taux de déchargement est grand plus la courbure de pression à un t donné est prononcée. Il faut noter aussi que pour un sol donné, la bande constituant les courbes de pression dans les premières secondes est plus large dans le cas du déchargement de 4m/s que dans le cas de 2m/s, et cette dernière est plus large que celle du cas de 1m/s.

Chapitre V

ETUDE DE LA FLUIDISATION ET DU CHANGEMENT DE LA BATHYMETRIE LORS D'UN BRIS DE BARRAGE

5-1 Introduction

Le phénomène de fluidisation attire de plus en plus l'attention des différentes disciplines et intéresse des nouvelles applications notamment dans les domaines de la géophysique, l'hydrogéologie, le transport des sédiments, les procédés chimiques et même les technologies de fabrication de certaines poudres industrielles. En géotechnique, la fluidisation est cet état de liquéfaction complète dans lequel un sol granulaire peut se trouver. A une petite échelle et pratiquement parlant, la fluidisation a lieu quand les forces de contact entre grains sont réduites à zéro et quand ainsi le sol se comporte comme un liquide. En d'autres termes, les particules du sol sont en état de suspension dans le fluide interstitiel. Aussi, la notion de fluidisation est confondue en ce cas avec liquéfaction ou même boulangerie tel que mentionné en introduction.

Ce chapitre constitue certainement la partie la plus importante de l'étude du soulèvement du fond du lit lors du bris d'un barrage. En effet, il regroupe à la fois une étude théorique du phénomène de la fluidisation et des simulations la concernant sur des lits se constituant des quatre types de sols cités en

chapitre 1. La partie théorique regroupe une revue de littérature ainsi qu'une exposition de la théorie ou du critère de Foda et al (1997) retenu pour la modélisation.

Quant à l'hydraulique, la solution de Ritter (1892) fera toujours loi suite à la rupture des digues et les hypothèses l'accompagnant sont toujours posées.

5-2 Revue de la littérature et critère de Foda pour la fluidisation

5-2-1 Revue de la littérature

D'un point de vue géotechnique, le problème de la liquéfaction a été largement étudié et documenté par plusieurs auteurs au cours des dernières décennies. Ceci constituait un intérêt particulier pour les ingénieurs et les concepteurs qui dimensionnaient les ouvrages côtiers ou offshore notamment les fondations des constructions portuaires ou les installations des forages pétroliers. A titre d'exemple, et pour n'en citer que quelques-uns, certains, représentant différentes façons de traiter la question, seront évoqués à travers cette revue. Cependant, il est à noter que la majorité de ces études du régime transitoire a été surtout menée dans des conditions qui mettent en cause des périodes chargement-déchargement cycliques. C'est en l'occurrence le cas lors des tremblements de terre ou l'effet produit par les vagues sur le fond sableux dans les océans.

Afin de faire quelques distinctions dans cette première catégorie d'auteurs, certains d'eux mettent surtout la lumière, en étudiant la liquéfaction, sur la diminution de la résistance au cisaillement des sols. C'est le cas par exemple

de Sleath (1984), Mitchell (1993) ou encore Seed et al. (1985). D'autres l'étudient en mettant en cause plutôt un excès dans les pressions interstitielles qui causera graduellement une diminution des contraintes effectives dans le sol pouvant même mener à une rupture structurelle de celui-ci. Les travaux de Madsen (1978), Clukey et al (1983), Foda et Tzang (1994) et ceux de Jeng (1996) s'inscrivent dans ce sens.

Une autre catégorie d'auteurs, et pour des applications industrielles, ont étudié la fluidisation des lits sous d'autres conditions. En effet, leurs expérimentations utilisent des enceintes cylindriques dans lesquelles les lits sont traversés par des flux du fluide interstitiel. Bien que le régime soit transitoire, ils suggèrent un parallélisme entre le déclenchement de la fluidisation et l'augmentation des gradients hydrauliques et des forces volumiques dans le lit parfois combinés avec la dimension des grains. C'est notamment le cas de Martin (1970) et Davidson et al. (1985). Cette approche ressemble beaucoup à l'explication de la boulangerie en régime permanent par l'atteinte d'un gradient critique.

Quant à la fluidisation causée par la rupture d'une digue, les études se font plutôt rares et viennent tout juste d'acquiescer l'attention des chercheurs. Les plus importantes seraient probablement celles de Foda et al (1997) et de Capart et Young (1998). D'abord, et comme caractéristiques communes, tous les deux étudient la rupture d'une digue dans des canaux à échelles réduites (quelques mètres de longueur et quelques dizaines de centimètres en hauteur et largeur) où reposent des lits constitués de grains commerciaux. La rupture dans les deux

cas est instantanée et produit évidemment le soulèvement des grains. Alors que le premier auteur interprète le phénomène en recourant à une théorie géotechnique et donne un critère qui le déclenche et qui sera d'ailleurs expliqué plus bas et retenu pour les simulations de cette étude, le deuxième l'explique surtout par des équations découlant des théories du transport de sédiment en plus de l'importance qu'il donne à l'aspect hydraulique combiné avec le cisaillement superficiel de la surface du lit et l'advection-réaction.

5-2-2 Critère de Foda et al pour la fluidisation

Comme déjà signalé plus haut, Foda et al (1997) sont parmi les rares auteurs qui ont étudié la liquéfaction des sols suite à la rupture d'une digue. Leur étude comporte une expérience sur un modèle réduit et une proposition d'interprétation, qui semble intéressante puisque celle-ci concorde plutôt bien avec les constats de la simulation.

Le critère qu'ils proposent met en jeu deux types de déplacements dans le sol : statique, qui prévalait avant le relâchement instantané de la digue et dynamique, dû à la propagation de l'onde de submersion. Il vient décrire le déclenchement de la fluidisation, c'est à dire le commencement de la suspension des particules à une profondeur donnée, et non pas ce qui se passera par la suite, c'est à dire leur éventuel transport ou déposition.

5-2-2-1 Déplacement statique des particules

C'est le déplacement des grains dû au propre poids de la colonne du sol submergé en-dessus. Ce déplacement est donné comme étant une solution du problème classique de contact "Hertz". C'est ainsi que, et d'après Timoshenko (1956), le déplacement de deux grains de sol en contact se trouvant à une profondeur z et sous l'effet du poids de la colonne en-dessus est :

$$\varepsilon_s = -0.813 \left(\left[\pi(1-n)(\rho_s - \rho_w)gz \right] / E_{\text{grain}} \right)^{2/3} \quad (5.1)$$

où ε_s est le déplacement statique (sans unité)

ρ_s est la masse volumique du sol (kg/m^3)

ρ_w est la masse volumique de l'eau (kg/m^3)

n est la porosité (sans unité)

E_{grain} est le module d'élasticité des grains (N/m^2)

Ce déplacement est par convention négatif puisqu'il est dirigé vers le bas.

5-2-2-2 Déplacement dynamique et critère de fluidisation

Lors des écoulements produits par le relâchement de la digue, les équations de conservation qui gouvernent les deux phases, incluant le squelette solide et la pression des pores, sont d'après "the general theory of mixtures" de Bowen (1976) ou les équations généralisées de Biot (1956)

$$n \rho_w \frac{\partial v}{\partial t} = -n \frac{\partial p}{\partial x} - \frac{n^2}{k} (v - w) \quad (5.2)$$

$$(1 - n) \rho_s \frac{\partial w}{\partial t} = \sigma_z - (1 - n) \frac{\partial p}{\partial z} - \frac{n^2}{k} (v - w) \quad (5.3)$$

$$n \frac{\partial(v - w)}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial z} = -\frac{n}{\beta} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (5.4)$$

où p (N/m^2) est la fluctuation de la pression interstitielle par rapport à la pression hydrostatique, v est la vitesse verticale de l'eau dans les pores (m/s), w est la vitesse verticale du squelette solide (m/s), k est la perméabilité ($m^3 \text{ s/kg}$), σ_z est la contrainte effective dans le sol (N/m^2), β est le module d'élasticité du fluide interstitiel (N/m^2).

Le déplacement dynamique n'est en fait que :

$$\varepsilon_d = \frac{\partial Z}{\partial t} \quad (5.5)$$

où Z est le déplacement du squelette solide dans le lit.

Par ailleurs, la vitesse verticale du squelette s'écrit comme suit

$$w = \frac{\partial Z}{\partial t} \quad (5.6)$$

Donc, en combinant ces deux dernières équations et en supposant que les différentielles sont totales, il en sort :

$$\frac{\partial w}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial Z}{\partial t} \right) = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial Z}{\partial z} \right) = \frac{\partial \varepsilon_d}{\partial t} \quad (5.7)$$

Quant au drainage qui aura lieu dans le sol lors des premières minutes, il ne se passera que dans une couche très fine, relativement aux dimensions du problème, du côté supérieur du lit. En effet, Mei et Foda (1981) ont estimé l'épaisseur de cette couche par :

$$\delta = \sqrt{(t_o k E)} \quad (5.8)$$

où t_o (en seconde) est l'ordre de grandeur du temps du déchargement (ici estimé à quelques minutes), k est la perméabilité et E (N/m^2) est le module de Young d'élasticité du sol. Il varie en général selon Mitchell (1993) avec la profondeur.

Si, et d'une manière plus générale et toujours selon le même auteur, E peut être considéré proportionnel aux contraintes totales, alors

$$E \cong \sigma_o \cong (1-n)(\rho_s - \rho_w)g\delta \quad (5.9)$$

et en substituant dans l'équation précédente, δ sera, à un coefficient près, égal à

$$\delta \cong (1-n)(\rho_s - \rho_w)g t_o k \quad (5.10)$$

Pour les besoins de l'estimation, et en prenant des ordres de grandeurs typiques, comme par exemple : $k = 10^{-7} \text{ m}^3\text{s/kg}$ et $n = 0.4$, ce qui est le cas pour les sables fins, et $t_0 = 150 \text{ s}$, δ aura un ordre de grandeur de 14 ou 15 cm.

Donc, il est légitime de supposer que si le drainage ne se fait pas dans les instants qui suivent le bris du barrage, car effectivement la couche concernée est beaucoup trop mince. Ceci mène donc à supposer que $v \cong w$.

L'équation (5.4) , se réécrit donc

$$\frac{\partial w}{\partial z} = -\frac{n}{\beta} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (5.11)$$

Par conséquent, et selon les équations (5.5) et (5.6), et en procédant à une intégration, le déplacement dynamique peut finalement s'écrire comme suit :

$$\varepsilon_d = -\frac{n}{\beta} p \quad (5.12)$$

Ainsi, il y aura fluidisation si la somme des deux déplacements, statique et dynamique, est positif selon la convention prise ici pour le signe. Donc le critère de la fluidisation, proposé notamment par Foda et al. (1997) est :

$$\text{Fluidisation} \Leftrightarrow \varepsilon_d + \varepsilon_s > 0.$$

Ce critère est très original puisqu'il est radicalement opposé aux autres études déjà effectuées sur la liquéfaction du sol. En effet, puisque le déplacement statique demeure toujours négatif, il va falloir que ε_d , pour qu'il y ait fluidisation,

devienne positif à un moment donné, ce qui veut dire qu'il faut que p soit négative. Ceci n'est possible que s'il y a une diminution de pression et non pas une augmentation comme le stipule la majorité des études précédentes sur le sujet. En outre, et d'après Foda et al, l'auteur de ce critère, l'augmentation de la pression interstitielle qui a lieu est une conséquence, dûe au poids des grains en suspension dans l'eau, et non pas une cause de la fluidisation.

Par ailleurs, il est à remarquer aussi que ce critère donne à la fluidisation un aspect spontané et momentané puisque à une certaine position z , une fois la pression diminuée au seuil requis, la fluidisation se déclenche instantanément à la même profondeur. Ce qui n'est pas le cas des études citées plus hauts étudiant la fluidisation sous l'effet des vagues ou en général sous l'effet des contraintes cycliques. En effet, celles-ci stipulent que la fluidisation résulte d'une augmentation incrémentée, progressive et cumulée de la pression.

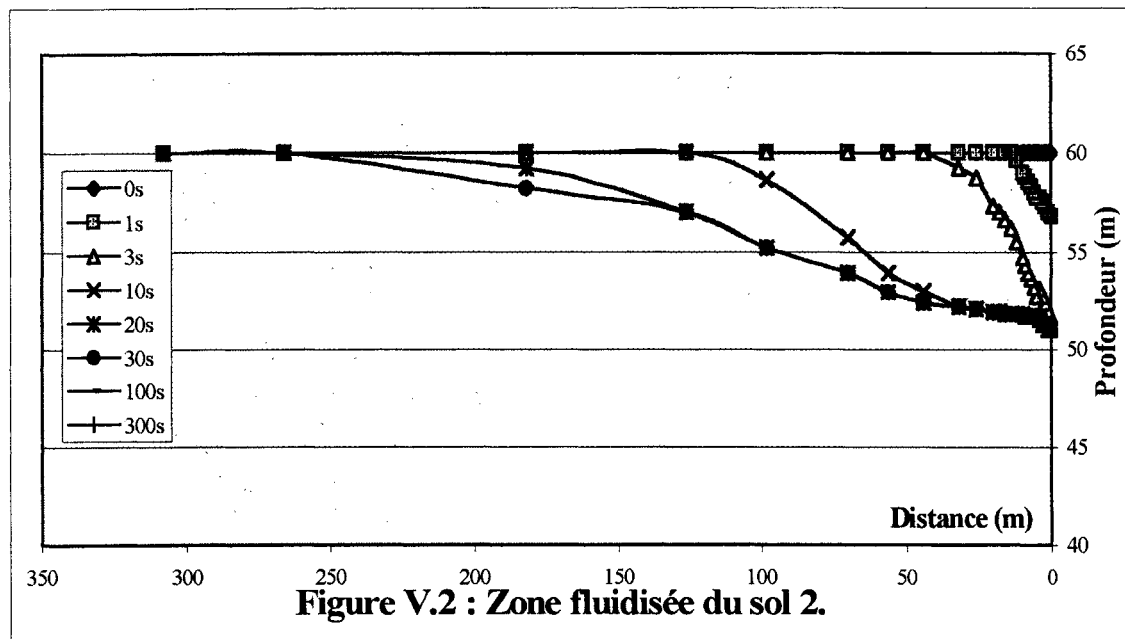
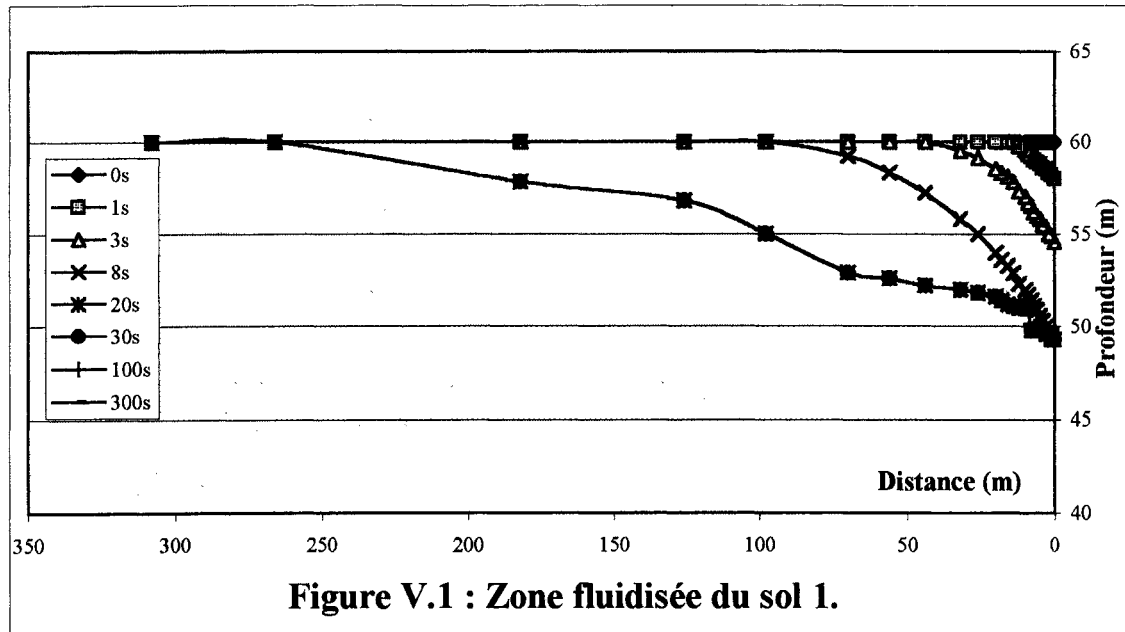
D'autre part, ce critère est complètement indépendant de celui du gradient critique et les conditions de déclenchement du phénomène sont ici nettement moins faibles puisque la valeur critique de ce gradient est l'unité et qu'il s'écrit

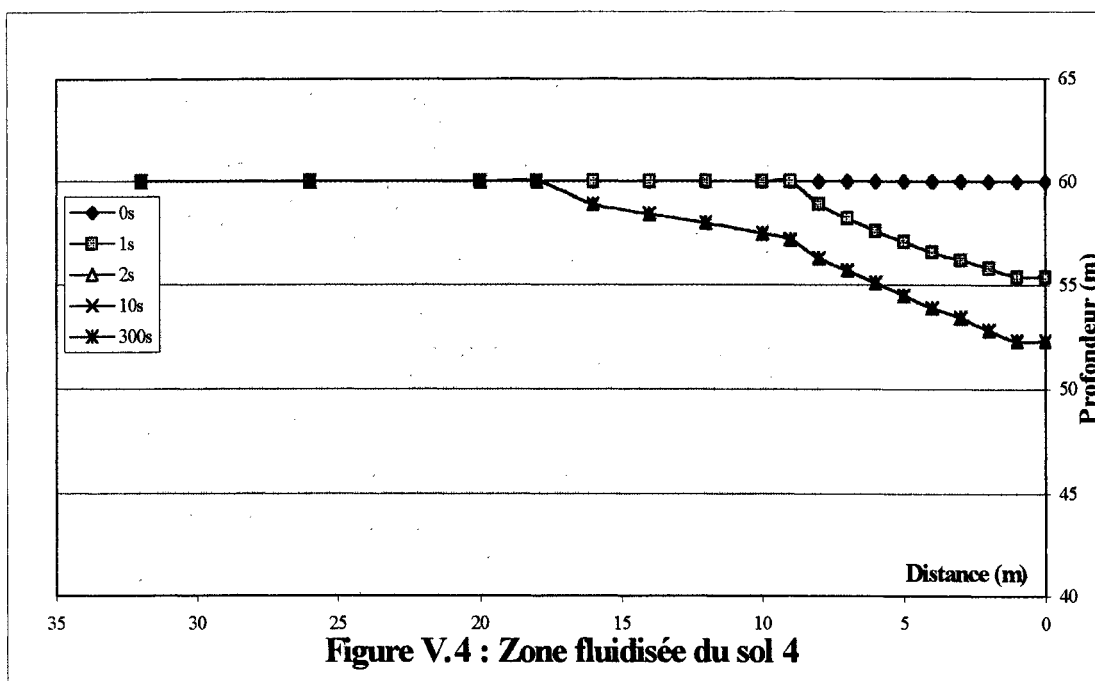
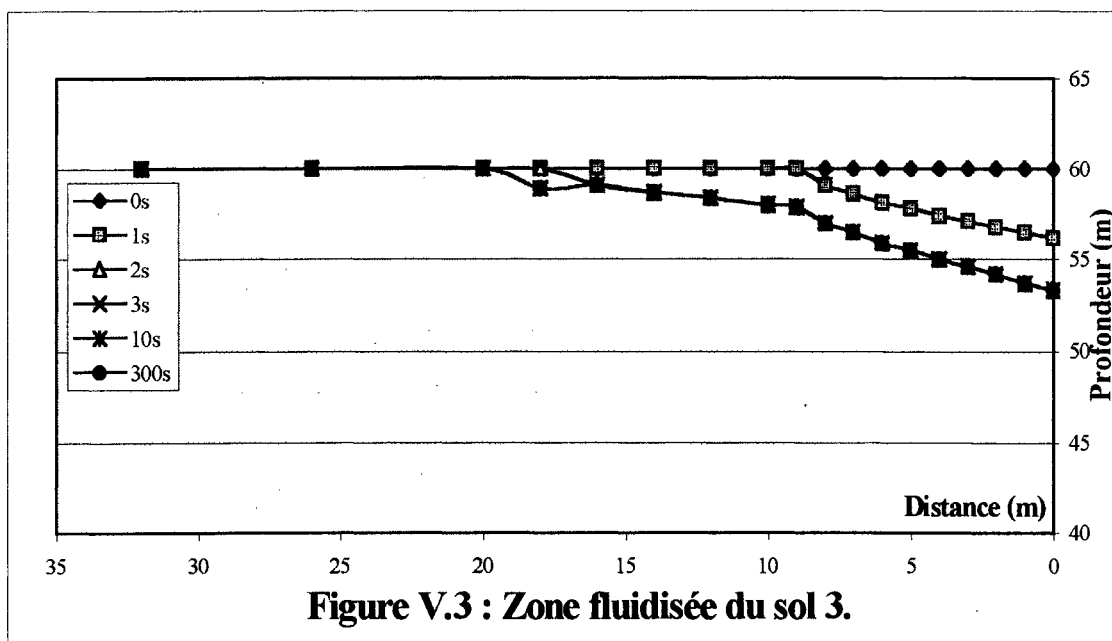
$$\frac{\partial p}{\partial z} = -(1-n)(\rho_s - \rho_w)g \quad (5.13)$$

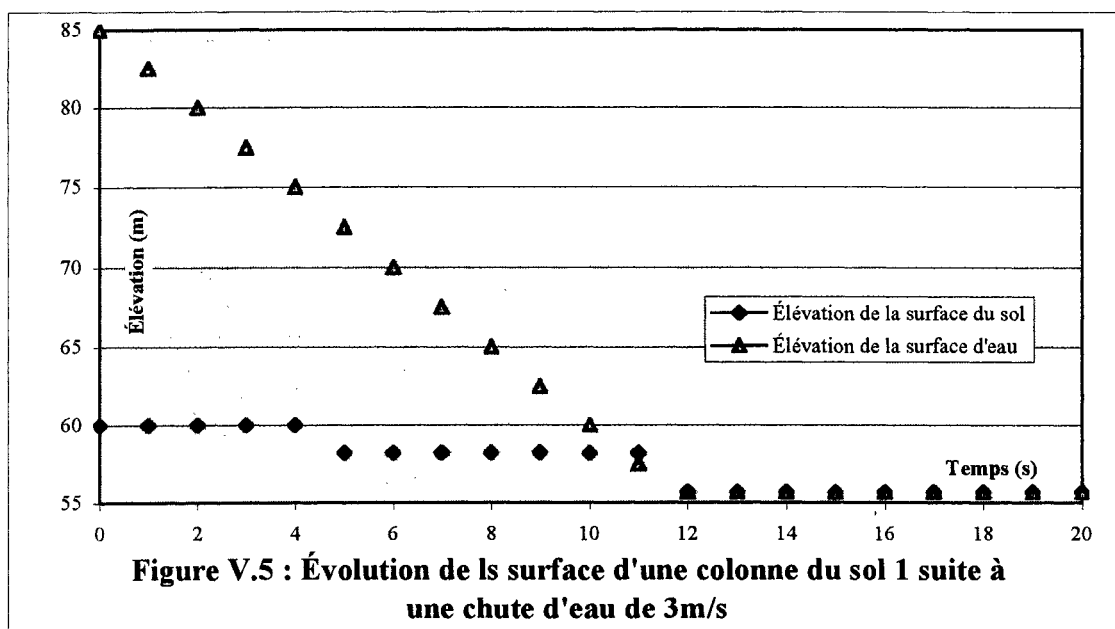
5-3 Simulations, résultats et discussions sur la fluidisation

5-3-1 Simulations et résultats

Les simulations portent sur les mêmes modèles vus au chapitre II. En l'occurrence, il s'agit d'analyser l'effet de l'onde de submersion sur les quatre types de sol constituant le lit d'un barrage de 25m de retenue d'eau. Comme déjà mentionné, la solution de Ritter est toujours en vigueur. Le critère de fluidisation présenté au paragraphe précédent, est programmé et couplé avec le module de calcul des pressions interstitielles étudié au chapitre III. Le listing est en annexe II. Les résultats des quatre cas, sous forme de graphiques montrant l'évolution du lit dans le temps après la rupture instantanée de la digue, sont récapitulés aux figures V.1 au V.4. La dernière figure montre l'évolution de la fluidisation dans le temps pour une colonne du sol 1 submergée de 25 m d'eau qui se rabat à raison de 3 m/s.







5-3-2 Remarque et discussions

Tout d'abord, il faut remarquer que les zones mises en bouillonnance sont très importantes et la profondeur peut même atteindre une dizaine de mètres près de la digue et l'étendue peut aller jusqu'à 270 m pour les deux premiers sols. Ceci entraînera des quantités de matériel importantes à transporter qu'il ne faut certainement pas négliger dans le processus de transport des sédiments.

Les profondeurs et l'étendue de la fluidisation varient d'un sol à l'autre. Il est remarqué que tant le sol est perméable, tant les zones touchées par la bouillonnance sont plus importantes. Ceci est tout à fait logique car tant que le sol est

perméable, tant que les chutes des pressions dans celui-ci sont plus rapides et grandes, comme d'ailleurs l'attestent les simulations faites sur les réponses des pressions (voir les figures (IV.9) à (IV.14)). Donc le critère sera plus vite satisfait dans les sols plus perméables puisqu'il dépend essentiellement de cette chute de pression.

Une petite exception est faite pour les sols 3 et 4 puisque le sol 4 est moins perméable et pourtant les zones touchées par la fluidisation sont légèrement plus importantes que celles du sol 3. Ceci peut être expliqué par le fait que le sol 4 est plus poreux que le sol 3. Et comme montré dans l'équation même du critère, le coefficient représentant la porosité est très important quant aux solutions de celle-ci.

Il faut remarquer aussi que les zones touchées dans les sols 1 et 2 sont comparables et du même ordre. De même pour les sols 3 et 4. Cependant, il y a une grande différence entre les deux groupes. Ceci est dû à la manière avec laquelle les pressions dans ces sols se comportent. En effet, les réponses dans les sols 1 et 2 sont presque similaires et ne présentent pas une grande différence. De même pour les sols 3 et 4. Cependant, entre le deux groupes des sols, il y a une différence notable et surtout un décalage important.

Finalement, la figure IV.5, qui est représentative du sol 1, mais similaire dans les mêmes conditions aux autres sols, vient pour démontrer l'aspect spontané de la fluidisation. En effet, bien que la chute d'eau suive un rythme linéaire, le processus de fluidisation suit une fonction en escalier, c'est dire qu'elle n'aura

lieu que spontanément et brusquement quand les pressions dans une profondeur bien déterminée atteindront le seuil du critère. C'est ce qu'ont remarqué Foda et al (1997) lors de leurs expérimentations.

Chapitre VI

Conclusion

Au terme de ce travail, plusieurs aspects reliés aux comportements des sols lors de la vidange suivant la rupture d'un réservoir de barrage ont été traités et étudiées. Les plus importants sont incontestablement l'étude de la réponse des pressions interstitielles suite au développement de l'onde de submersion, un facteur qui s'est avéré important et déterminant, et la fluidisation du sol et les conditions qui règnent durant sa liquéfaction.

Concernant l'étude des pressions interstitielles, les formulations ont été en grande partie basées sur la conservation de la quantité de la matière et la loi de Darcy. Ces deux lois ont été combinées sous quelques hypothèses dont la plus forte concerne l'élasticité du sol. En effet, et puisqu'il s'agirait d'un déchargement, la relation contrainte - déformation a été considérée, à un moment donné du développement, réversible, ce qui pourrait ne pas être le cas, notamment si le sol est surconsolidé. C'est ici l'un des handicaps majeurs de la présente étude.

En d'autres termes, le raisonnement ici se veut similaire à celui de la théorie de consolidation, cependant dans un sens inverse, tout en se basant sensiblement sur les mêmes équations. Quoi qu'il en soit, ces formulations ont été testées sur quatre sols réels dont les caractéristiques géotechniques sont données par des essais au laboratoire. Les résultats, après quelques analyses et examens, semblent acceptables et suivent une certaine logique bien valide. D'ailleurs

même les essais de certains auteurs, concernant le déchargement des sols ont donné des résultats satisfaisants à propos des équations utilisées ici. Les réponses, et comme attendu, dépendent des coefficients de perméabilité, de consolidation, de la porosité et des taux des contraintes.

Quant à la fluidisation, objectif majeur de cette recherche, Il est surtout question de retenir le fait qu'une nouvelle interprétation du phénomène a été examinée et développée. Elle a été essentiellement inspirée des travaux de Foda et al (1997) et elle consiste globalement à expliquer la boullance par une diminution des pressions interstitielles dans le sol et non pas à leur augmentation tel qu'expliqué et suggéré auparavant par la majorité des auteurs et travaux de recherches. C'est certainement là une manière toute originale dont les applications et les estimations des quantités des sols affectés changent radicalement.

Il a été alors question de développer un critère qui contrôle son déclenchement. Celui-ci est largement dépendant de la réponse des pressions interstitielles en plus de quelques caractéristiques du sol. Ce critère a lui aussi été testé sur les mêmes sols et a donné des résultats assez cohérents.

Toute l'étude a été menée sur une base unidimensionnelle à savoir verticale. Et si les figures du cinquième chapitre se présentent comme bidimensionnelles, c'est en fait parce que chaque colonne du sol a subi le même critère sans pour autant tenir compte des éventuelles interactions horizontales. D'ailleurs l'une des recommandations émanant de ce travail est l'extrapolation complète de ce critère à l'autre dimension, c'est à dire horizontale.

Il faut noter aussi que les conditions hydrauliques le long de tout ce travail ont été simplistes et décrivent un cas extrême de la rupture d'un barrage. Il s'agit en effet de la solution de Ritter qui stipule une rupture brusque, instantanée et sur un fond dont la surface doit être considérée comme lisse.

Cependant, le code informatique, écrit en Fortran, qui a été finalement développé pour tester toutes ces formulations sur les sols, se prête aisément à être couplé avec un autre code hydraulique cette fois-ci plus réaliste et compliqué. D'ailleurs, cette démarche est actuellement déjà en cours. Il prête aussi à être facilement extrapolé à la deuxième dimension.

Enfin, il ne faut pas oublier que tous les sols sont considérés dépourvus de toute cohésion et donc tous ces résultats ne seront pas correctement valides pour les sols cohésifs telles les argiles par exemple.

Bibliographie

BERRY, P.L., POSKITT, T.J. (1972). The consolidation of peat. Geotechnique, Vol.22, pp. 27-52.

BIOT, M.A. (1956). Theory of propagation of elastic waves in fluid-saturated porous media. J.Acoust. Soc. Am., 28, pp.168-191.

BOWEN, R.M. (1976). Theory of mixtures in continuum physics. Academic Press, New York, N.Y, Vol. II.

BRUCH, P.G. (1993). A laboratory study of evaporative fluxes in homogeneous and Layered soils. M.Sc. Thesis, Department of civil engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.

CAPART, H. and YOUNG, D.L. (1998). Formation of a jump by the dam-break wave over a granular bed. J. Fluid Mech., Vol 372, pp. 165-187.

CLUKEY, E.C., KULHAWY, F.H., et LIU, P.L.F. (1983). Laboratory and field investigation of wave-sediment interaction. Rep.83-1, Joseph H., Defrees Hydraulics Laboratory, School of Civil and Environmental Engineering, Cornell Univ, Ithaca, NY.

DAVIDSON, J.F., CLIFT, R., et HARRISON, D. (1985). Fluidization, 2nd Ed, Academic Press, London, England.

DOMENICO, P. and SHWARTZ, C. (1998). Physical and chemical hydrogeology. 2nd Edition, Jhon Wiley and Sons, Inc, New york, NY.

FODA, M.A., HILL, D.F., DENEALE, P.L et HUANG, C.M. (1997). Fluidization response of sediment bed to rapidly falling water surface. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, pp. 261-265.

FODA, M.A. and TZANG, S.Y. (1994). Resonant fluidization of silty soil by water waves J. Geophys. Res., 99(11), p. 463-475.

GARLANGER, J. E. (1972). The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress. Geotechnique, 22 No 1, pp.71-78.

GIBSON, R.E. and LO, K.Y. (1967). A Theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression. Pub. 41, pp. 1-16. Oslo. Norwegian Geotechnical Institute.

GONZALEZ, P.A and ADAMS, B.J. (1980). Mine tailings disposal : I. Laboratory characterization of tailngs. Publication 80-05, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto. Canada.

HO, P.G. (1979). The prediction of hydraulic conductivity from soil moisture-suction relationships. B.Sc. Thesis, Department of civil engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.

JENG, D.C. (1996). Wave-Induced soil sesponse in a nearly saturated sea-bed of finite thikness. Geotechnique, Vol. 46, No 3, pp. 427-440.

MADSEN, O.S. (1978). Wave-Induced pore pressures and effective stresses in a porous bed. Geotechnique, Vol. 28, No 4, pp. 377-393.

MARTIN, C.S. (1970). Effects of porous sand bed on incipient sediment motion. Water Resources Research, No 4, pp. 1162-1174.

MEI, C.C. and FODA, M.A. (1981). Wave-induced responses in a fluid filled pore-elastic solid with a free surface-a boundary-layer Theory. Geophys.J.R.Ast.Soc., 66, pp. 597-631.

MITCHELL, J. K. (1993). Fundamentals of soil behavior. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.

RITTER, A., (1892). Die fortpflanzung der wasserwellen, zeitschrift des vereines deutscher ingenieure, v. 36, no. 33, p. 947-954.

SEED, H.B., TOKIMATSU, K. HARDER L.F., and CHUNG, R. M. (1985). Influence of SPT procedures in liquefaction resistance evaluation. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 14, pp. 419-426.

SLEATH, J. F. A. (1984). Sea bed mechanics. Wiley-Intersciences, New York, NY.

SWANON, D. (1991). The Effects of loading on the moisture characteristic and permeability-suction relationships for unsaturated soils. B.Sc. Thesis, Department of civil engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.

TERZAGHI, K. (1923). Die berechnung der durchlassigkeitsziffer des tones aus dem verlangder hudrodynamys chen spannungserscheinungen. Sitzungsberichte Matematisch Naturwissens Chaftliche Klasse. Part 2a, 132, 3/4, pp.125-138. Viena, Academic der Wissenschaften.

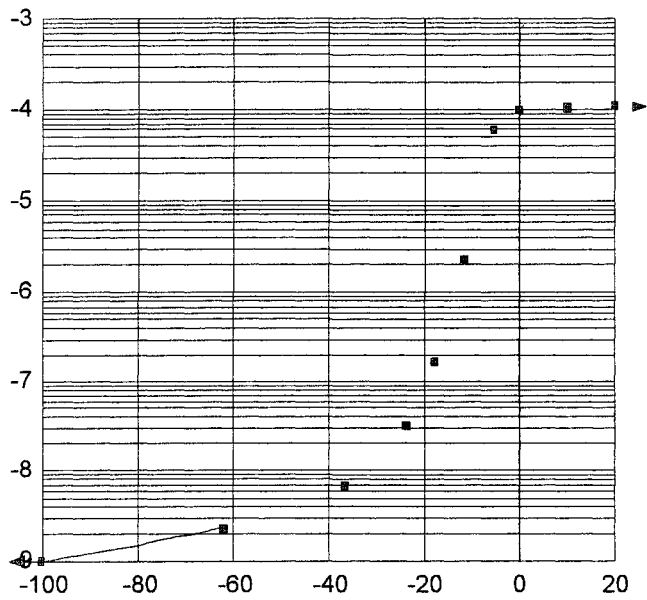
TIMOSHENKO, S. (1956). Strength of materials. Van Nostrand Reinhold, New York, NY.

VUEZ, A. et RAHAL, A. (1998). Suivi de la pression interstitielle à l'oedomètre. Revue Française de Géotechnique. N° 83, pp. 63-71.

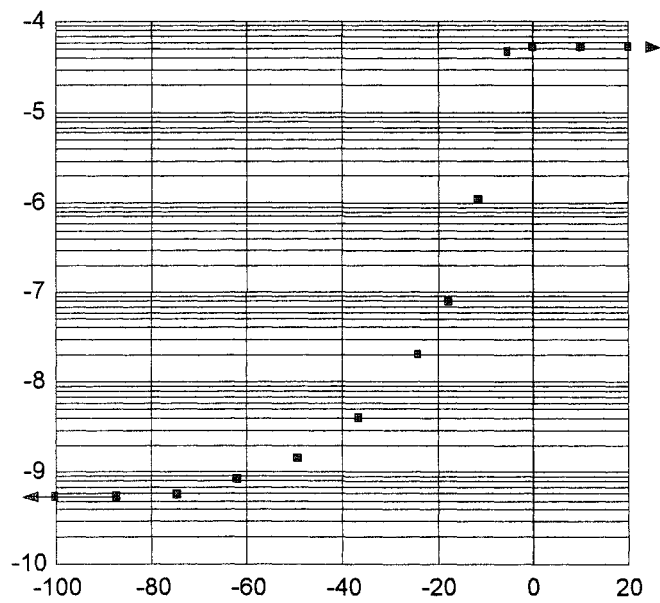
VUEZ, A. et RAHAL, A. (1994). Cyclic loading for the measuring of soil consolidation parameters. Proceedings of Settlement 94, Pub. N° 40 ASCE, Vol.1, pp. 760-774.

Guide d'utilisation de Seep/W Version 3. (1994). GEO-SLOPE International Ltd, Calgary, Alberta, Canada.

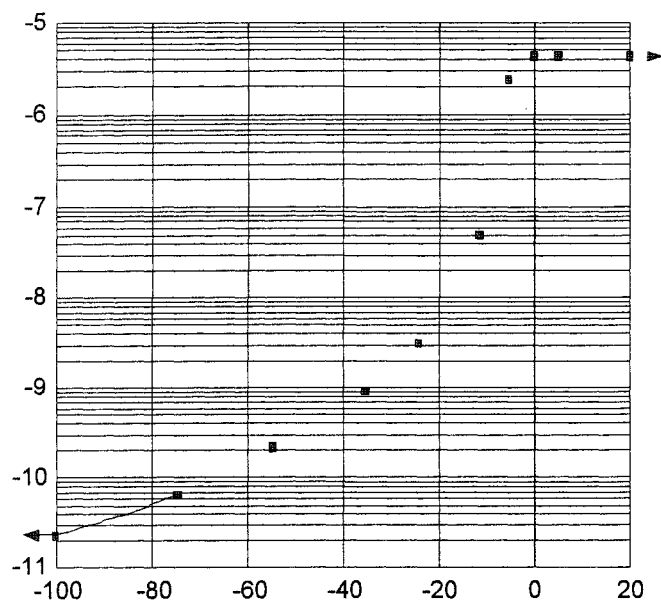
Annexe I:
Courbes de perméabilité et teneurs en eau
volumiques en fonctions des pressions interstitielles
des quatre sols utilisés.



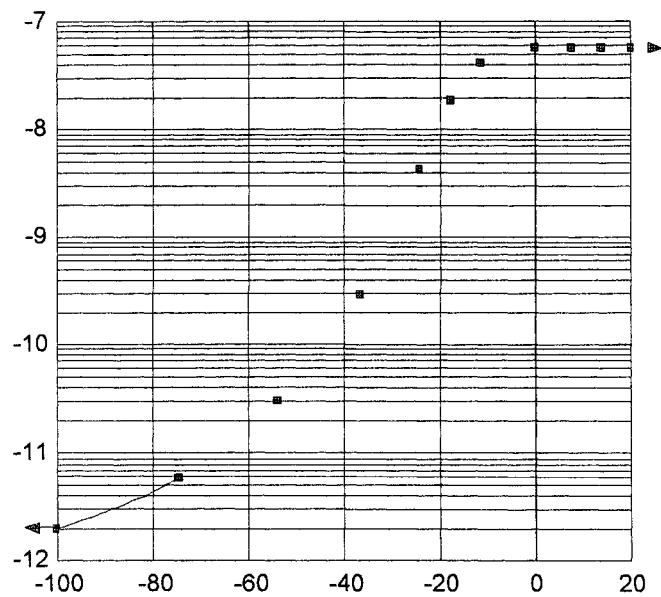
Sol 1 : Logk(m/s) en fonction de la pression en kPa



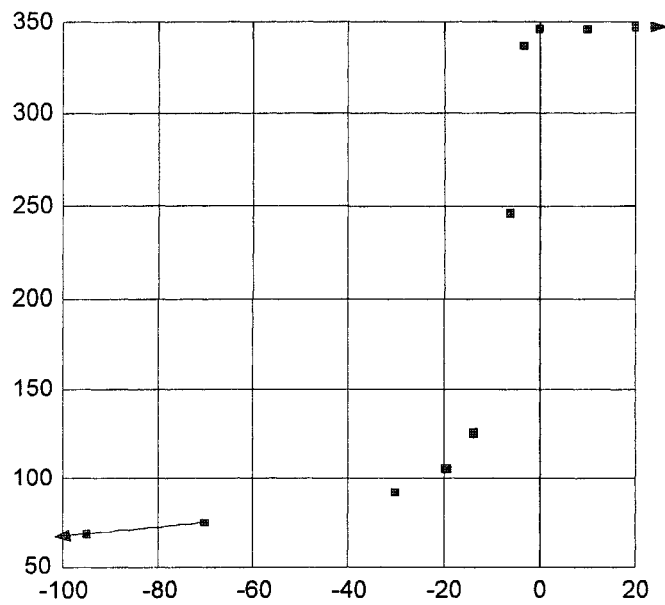
Sol 2 : Logk(m/s) en fonction de la pression en kPa



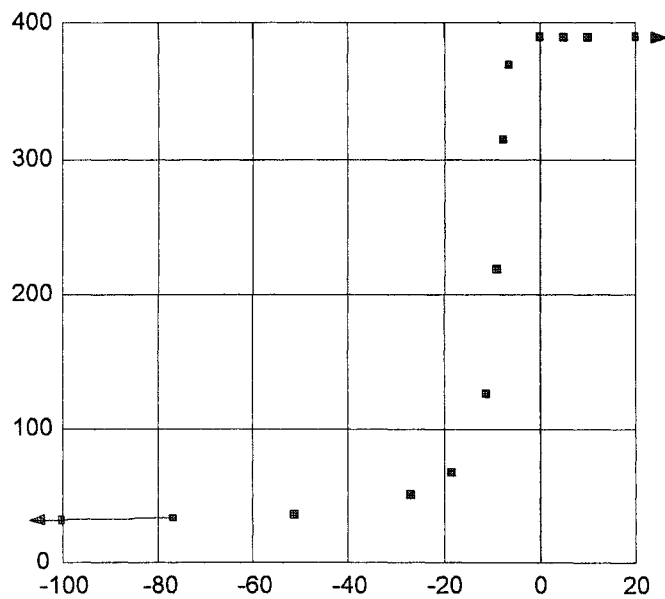
Sol 3 : Logk(m/s) en fonction de la pression en kPa



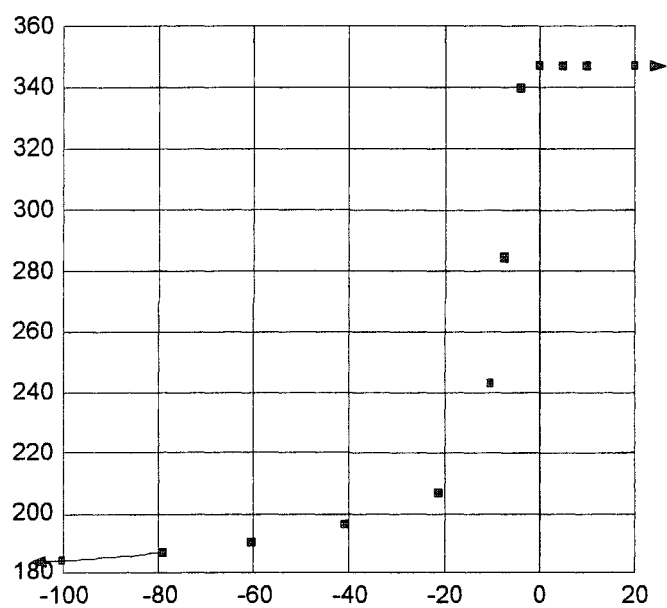
Sol 4 : Logk(m/s) en fonction de la pression en kPa



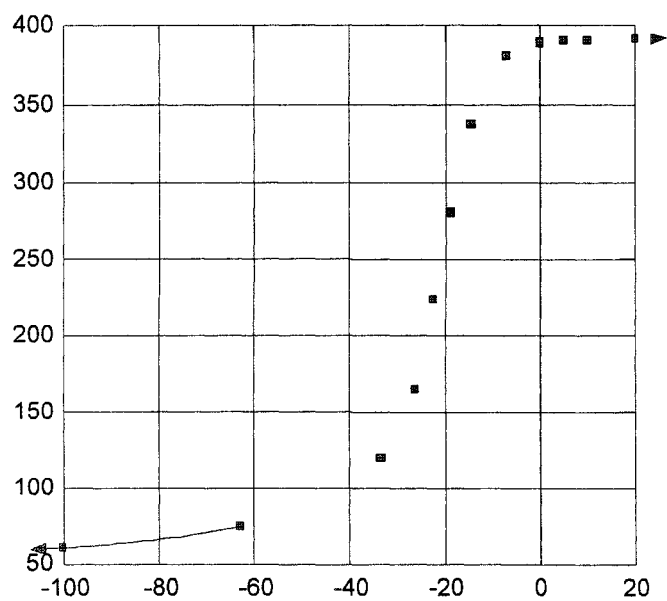
Sol 1 : Teneur en eau volumique (x0.001) en fonction de la pression en kPa



Sol 2 : Teneur en eau volumique (x0.001) en fonction de la pression en kPa



Sol 3 : Teneur en eau volumique (x0.001) en fonction de la pression en kPa



Sol 4 : Teneur en eau volumique (x0.001) en fonction de la pression en kPa

Annexe II:

Code du programme en Fortran pour la résolution des
pressions interstitielles et le critère de Foda.

C \$debug

PROGRAM SOILSTRESS

DIMENSION P(201),PN(201),ZIG(201),ZIGN(201)

DIMENSION Z(201),E(201),D(201),DPDT(201)

DATA IFLAG/0/

OPEN(5,FILE='INPUT.DAT',STATUS='OLD')

OPEN(6,FILE='OUTPUT.DAT')

READ(5,*) CV,CVG,DZ,DT,X,GAMMA,S,HIN,ZS,TMAX,JMAX

READ(5,*) AN,EGR,BETA1,SLOPE,IFLAG

WRITE(*,*) CV,CVG,DZ,DT,GAMMA

WRITE(*,*) AN,EGR,BETA1

G=9.8

CN=2.0/3.0

PI=3.1416

JMAX1=JMAX-1

H=HIN

C SET INITIAL CONDITIONS

DO 20 J=1,JMAX

Z(J)=ZS-(J-1)*DZ

ZIG(J)=GAMMA*(H-ZS+(S-1.0)*(ZS-Z(J)))

P(J)=GAMMA*(H-Z(J))

20 CONTINUE

PJMAX=P(JMAX)

DZ2=DZ*DZ

ALPHA=CV*DT/CVG

BETA=CV*DT/DZ2

TEMP=2.0*BETA+1.0

```

      T=0.0
      WRITE(6,1010) T,HIN,ZS
      DO 30 J=1,JMAX
      WRITE(6,1000) Z(J),P(J)/PJMAX
30  CONTINUE
      H=HIN
      C  START INTEGRATION LOOP
      40  T=T+DT
          KOUNT=0
          CALL NIVEAU(T,HN,HIN,ZS,X)
          DO 50 J=1,JMAX
          ZIGN(J)=GAMMA*(HN-ZS+(S-1)*(ZS-Z(J)))
50  CONTINUE
      C  IFLAG=0 ---Explicit Scheme, IFLAG=1 ---Implicit Scheme
          IF(IFLAG.EQ.1) GO TO 70
      C  EXPLICIT SCHEME
          PN(1)=GAMMA*(HN-ZS)
          DO 60 J=2,JMAX1
          PN(J)=P(J)+BETA*(P(J+1)-2.0*P(J)+P(J-1))
              &+ALPHA*(ZIGN(J)-ZIG(J))/DT
60  CONTINUE
          PN(JMAX)=(4.0*PN(JMAX1)-PN(JMAX1-1)+2.0*SLOPE*DZ)/3.0
          GO TO 85
      C  END OF EXPLICIT SCHEME
      C  START OF IMPLICIT SCHEME
      70  E(1)=0.0
          D(1)=GAMMA*(HN-ZS)
          DO 75 J=2,JMAX
          E(J)=BETA/(TEMP-BETA*E(J-1))

```

```

D(J)=(ALPHA*(ZIGN(J)-ZIG(J))/DT+P(J)+BETA*D(J-1))
&/((TEMP-BETA*E(J-1))
75  CONTINUE
    PN(JMAX)=(D(JMAX1)+SLOPE*DZ)/(1.0-E(JMAX1))
c   PN(JMAX)=(4.0-E(JMAX-2))*D(JMAX1)-D(JMAX-2)+2.0*SLOPE*DZ
c   PN(JMAX)=PN(JMAX)/(3.0-E(JMAX1)*(4.0-E(JMAX-2)))
    PN(JMAX)=HIN*g
    DO 80 J=1,JMAX1
      I=JMAX-J
      PN(I)=E(I)*PN(I+1)+D(I)
80  CONTINUE
C   END OF IMPLICIT SCHEME
85  H=HN
    WRITE(6,1010) T,H,ZS
    DO 90 J=1,JMAX
      P(J)=PN(J)
      ZIG(J)=ZIGN(J)
      WRITE(6,1000) Z(J),PN(J)/PJMAX
90  CONTINUE
    DO 100 J=1,JMAX
      Z(J)=ZS-(J-1)*DZ
      DPDT(J)=PN(J)-GAMMA*(H-Z(J))
100 CONTINUE
    Z(JMAX+1)=Z(JMAX)+DZ
    WRITE(6,1020)
    DO 110 J=1,JMAX
      EDZ=AN*DPDT(J)/BETA1
      ESZ=-0.813*((PI*(1.0-AN)*(S-1.0)*1000.0*GAMMA*(ZS-Z(J)))
&/EGR)**CN

```

```

      CRT=EDZ+ESZ
      IF(CRT.GE.0.0) KOUNT=J
      PJG=PN(J)
      WRITE(6,1000) PJG,CRT,EDZ,ESZ,DPDT(J)
110  CONTINUE
      ZS=ZS-KOUNT*DZ
      IF (T.LT.TMAX) GO TO 40
      CLOSE (5)
      CLOSE (6)
      STOP
1000  FORMAT(2X,F12.2,4(2X,F15.4))
1010  FORMAT(/2X,'TIME = ',F5.2,/2X,'WATER SURFACE ELEVATION = ',F5.2,
      &2X,'BED ELEVATION = ',F5.2,/)
1020  FORMAT(/)
      END
C=====
      SUBROUTINE NIVEAU(TIME,H,H0,ZS,X)
      G=9.8
      H=ZS+(1/(9.0*G))*((X/TIME)+2*SQRT(G*(H0-ZS)))**2
      IF(H.GE.H0) H=H0
      IF(H.LE.ZS) H=ZS
10  WRITE(*,*) 'TIME =',TIME,'H =',H
      PAUSE
      RETURN
      END

```